

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ ТА ЗАВДАННЯ

для практичних занять, самостійної роботи та виконання курсового
проекту «Каркас одноповерхової промислової будівлі»
з навчальної дисципліни

«ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ»

*(для слухачів факультету післядипломної освіти
і студентів 4 курсу денної та заочної форм навчання
напряму підготовки 6.060101 – Будівництво
фахового спрямування «Промислове і цивільне будівництво»)*



**Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2017**

Методичні вказівки та завдання для практичних занять, самостійної роботи та виконання курсового проекту «Каркас одноповерхової промислової будівлі» з навчальної дисципліни «Проектування металевих конструкцій» (для слухачів факультету післядипломної освіти і студентів 4 курсу денної та заочної форм навчання напряму підготовки 6.060101 – Будівництво фахового спрямування «Промислове і цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. О. І. Лугченко, К. О. Рапіна. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 68 с.

Укладачі: канд. техн. наук **О. І. Лугченко**,
канд. техн. наук **К. О. Рапіна**

Рецензент:

В. А. Мазур, кандидат технічних наук, доцент Харківського національного університету міського господарства ім. О. М. Бекетова

*Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 2 від 29.09.2016 р.*

ЗМІСТ

ВСТУП	4
МОДУЛЬ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ. ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ	7
1.1 Крокв'яні ферми	7
1.2 Використання та класифікація ферм	7
1.3 Розрахунок ферм	10
1.4 Розрахункова довжина і гранична гнучкість стержнів	12
1.5 Типи поперечних перерізів та підбір стержнів ферм	13
1.6 Конструювання і розрахунок легких та середніх ферм	15
1.7 Ферми з поодиноких і парних кутників	16
1.8 Конструювання та розрахунок вузлів легких ферм	17
МОДУЛЬ 2. ПРОЕКТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ КАРКАСУ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ	18
2.1 Компонування поперечної рами каркасу	18
2.2 Розрахунок поперечної рами	21
2.2.1 Обчислення навантажень на раму	21
2.2.2 Навантаження на ригель рами	22
2.2.3 Навантаження на колону рами	23
2.2.4 Кранові навантаження	24
2.2.5 Навантаження від вітру	25
2.2.6 Визначення жорсткостей елементів рами	27
2.2.7 Статичний розрахунок рами	29
2.2.8 Визначення розрахункових зусиль в елементах рами	30
2.2.9 Розрахунок східчастої колони виробничого будинку	42
2.3 Основні розрахунки підкранових балок	43
2.3.1 Характеристика підкранових конструкцій	44
2.3.2 Навантаження, що діють на підкранові балки	45
2.3.3 Визначення зусиль у підкрановій балці	45
2.3.4 Компонування перетину підкранової балки і перевірка несучої здатності	47
2.3.5 Розрахунок з'єднання поясів підкранової балки зі стінкою	48
СПИСОК ДЖЕРЕЛ	49
ДОДАТКИ	49

ВСТУП

Мета методичних вказівок – дати напрямки самостійній роботі студентів при вивченні курсу, допомогти їм виділити основні положення розділів, побачити їх взаємозв'язок і можливості практичного використання отриманих теоретичних знань.

У відповідності із затвердженою ХНУМГ ім. О. М. Бекетова програмою для бакалаврів 6.060101 – Будівництво фахового спрямування «Промислове і цивільне будівництво» навчальна дисципліна «Проектування металевих конструкцій» містить в собі наступні розділи:

МОДУЛЬ 1 ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ. ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ

Змістовий модуль 1.1 Загальна характеристика виробничих будівель

Практичні заняття за ЗМ 1.1 не передбачені.

Для самостійного вивчення за ЗМ 1.1 робочою програмою дисципліни передбачені наступні теми:

№ з/п	Назва теми
1	Основні питання проектування конструкцій виробничих будівель. Конструктивні схеми будівель. Характеристика каркасів виробничих будівель. Основні вимоги до каркасів виробничих будівель.
2	Конструктивні елементи виробничих будівель. Елементи каркасу і огорожувальних конструкцій. Елементи конструкцій покриття, стін, ліхтарів
3	Системи поперечних рам. Рами з ґратчастим ригелем. Рами з елементами змінного перерізу. Рами з елементами змінного перерізу. Рами з перфорованих елементів. Рами з замкнутих коробчастих елементів

Змістовий модуль 1.2 Компонування конструктивної схеми каркасу та розрахунок рами каркасу

Практичні заняття за ЗМ 1.2 не передбачені.

Для самостійного вивчання робочою програмою дисципліни передбачені наступні теми:

№ з/п	Назва теми
1	Компонування конструктивної схеми каркасу.
2	Розрахункова схема рами. Визначення навантажень, що діють на раму.
3	Визначення розрахункових зусиль в елементах каркаса.

Змістовий модуль 1.3 Проектування конструкцій покриття виробничих будівель

№ з/п	Назва теми	Кількість годин	
		денна	заочна
1	2	3	4
1	Компонування схеми кроквяної ферми, визначення геометрії її елементів. Збір навантажень на ферму.	5	2
2	Визначення розрахункових зусиль і підбір перерізів елементів кроквяних ферм	5	2
3	Конструювання і розрахунок вузлів кроквяних ферм.	5	2

Теми практичних занять

Для самостійного вивчання робочою програмою дисципліни передбачені наступні теми:

№ з/п	Назва теми
1	Загальна характеристика, класифікація і компонування ферм. Типи перерізів стрижнів ферм.

2	Розрахунок ферм. Підбір перерізів елементів ферм. Конструювання легких ферм.
3	Класифікація прогонів. Прогони суцільного перетину. Гратчасті прогони.

МОДУЛЬ 2. ПРОЕКТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ КАРКАСУ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ

Змістовий модуль 2.1 Підкранові конструкції та колони

Теми практичних занять

№ з/п	Назва теми	Кількість годин	
		денна	заочна
1	2	3	4
1	Компонування конструктивної схеми каркасу, поперечної рами одноповерхової виробничої будівлі. Розробка схеми зв'язків між колонами та схеми зв'язків по покриттю будівлі.	4	1
2	Збирання навантажень, що діють на поперечну раму одноповерхової виробничої будівлі. Знаходження жорсткостей елементів рами.	4	1
3	Статичний розрахунок поперечної рами. Розрахунок комбінацій зусиль та знаходження зусиль в елементах рами	4	1
4	Розрахунок колони	8	2
5	Конструювання колони	2	2
6	Розрахунок підкранової балки	8	2
7	Конструювання підкранової балки	2	1

Для самостійного вивчення за ЗМ 2.1 робочою програмою дисципліни передбачені наступні теми:

№ з/п	Назва теми
1	Компонування конструктивної схеми каркасу. Загальна характеристика каркасів промислових будівель, вимоги до каркасів промислових будівель; склад каркаса і його конструктивні схеми; оп-

	тимізація конструктивних рішень каркасів промислових будівель; область застосування сталевих і змішаних каркасів промислових будівель; компонування конструктивної схеми каркаса; компоновка однопролітних рам, зв'язки між колонами, зв'язки по покриттю; фахверкові конструкції.
2	Розрахункова схема рами. Визначення навантажень, що діють на раму. Особливості розрахунку поперечних рам; навантаження, що діють на раму; врахування просторової роботи каркаса при розрахунку рам.
3	Визначення розрахункових зусиль в елементах каркаса.
4	Характеристика підкранових конструкцій. Суцільні і наскрізні підкранові балки. Характеристика підкранових конструкцій; навантаження; особливості дійсної роботи підкранових конструкцій; конструктивні рішення суцільних підкранових балок; підбір перерізу підкранових балок; ґратчасті підкранові ферми; вузли та деталі підкранових конструкцій.
5	Колони виробничих будівель. Типи колон; розрахунок і конструювання стержня колони: суцільного перерізу і наскрізного; вузли спірання підкранових балок; стики колон; бази колон.
6	Конструювання підкранових конструкцій та колони

Змістовий модуль 2.2 Великопрольотні покриття будівель

Практичні заняття за ЗМ 2.2 не передбачені.

Для самостійного вивчання за ЗМ 2.2 робочою програмою дисципліни передбачені наступні теми:

№ з/п	Назва теми
1	Покриття будівель з плоскими несучими конструкціями
2	Просторові конструкції покриття будинків
3	Висячі покриття

Змістовий модуль 2.3 Каркаси багатоповерхових будівель

Практичні заняття за ЗМ 2.3 не передбачені.

Для самостійного вивчення за ЗМ 2.3 робочою програмою дисципліни передбачені наступні теми:

№ з/п	Назва теми
1	Основні особливості та компонування каркаса багатоповерхових будівель
2	Конструкції елементів каркасу
3	Особливості розрахунку сталевго каркаса багатоповерхових будівель

МОДУЛЬ 1

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ. ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ

1.1 Крокв'яні ферми

Ферма – це решітчаста наскрізна конструкція, що складається з окремих прямолінійних стержнів, з'єднаних між собою у вузлах, які утворюють геометрично незмінну систему. Навантаження на ферму прикладається здебільшого у вузлах, тому в окремих стержнях виникають тільки поздовжні зусилля стиску або розтягу при роботі ферми на згин. Завдяки цьому метал у фермах використовується раціональніше, ніж у балках, тобто вони легші за масою, економніші, проте більш трудомісткі у виготовленні.

1.2 Використання та класифікація ферм

Сталеві ферми застосовують у покрівлях промислових і житлових будівель, ангарів, вокзалів, спортивних споруд, ринків, радіо та телевізійних веж, щоглах різного призначення, опорах ліній електропередач та інших конструкціях. За статичними ознаками розрізняють ферми:

- балкового типу – однопрольотні, багатопрольотні й консольні;
- аркового;
- рамного типу;
- вантові.

Залежно від призначення фермам надають різної конструктивної форми – від легких пруткових конструкцій до важких ферм великих прольотів, плоских і просторових. Найширше застосовують у промислових і житлових будівлях розрізні балкові ферми, найпростіші для виготовлення та монтажу.

Геометрична схема ферми характеризується обрисом поясів і видом решітки.

За обрисами поясів розрізняють кроквяні ферми:

- з паралельними поясами (рис. 1.1, д);
- трапецієподібні (рис. 1.1, а);
- трикутні (рис. 1.1, в);
- сегментні (рис. 1.1, е).

Ферми з паралельними поясами й трапецієподібні – найбільш прості за конструктивною формою і виготовленням. Ці властивості й визначають їх широке застосування у виробничих та житлових будівлях різного призначення. Незважаючи на високі техніко-економічні показники, їх застосовують переважно при прольотах 18...42 м, оскільки вони мають невелику будівельну висоту порівняно з фермами інших обрисів.

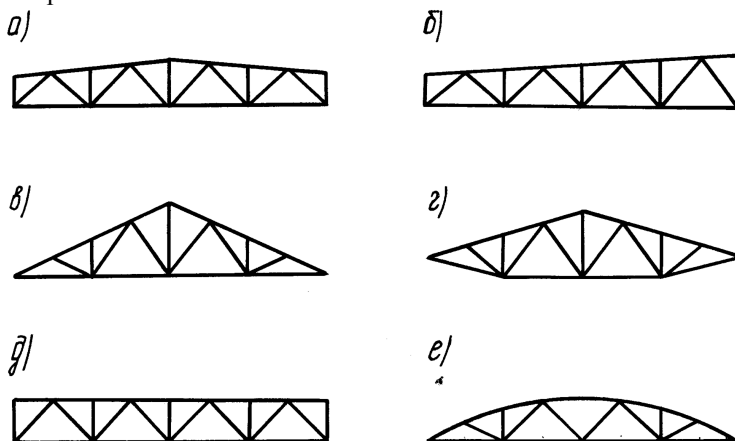


Рисунок 1.1 – Типи кроквяних ферм за обрисом поясів

Ферми трикутного обрису мають найбільшу висоту, застосовують їх при прольотах не більше 36 м. Це зумовлене, в першу чергу, використанням дрібно розмірних покрівельних матеріалів – плоских і хвилястих азбестоцементних листів, покрівельної сталі різної конфігурації, черепиці, які потребують нахилу покриття в межах $25...45^{\circ}$.

За витратами сталі найбільш економічними є *сегментні ферми*, проте вони, як і трикутні, мають суттєві недоліки: велику трудомісткість, зумовлену різними довжинами решітки та криволінійністю верхнього поясу.

Статична незмінність ферми досягається застосуванням решітки, що утворює систему трикутників. Решітка ферми працює на поперечну силу і виконує функції стінки суцільної балки. Від системи решітки залежать власна маса ферми, трудомісткість її виготовлення та зовнішній вигляд.

Найбільш поширеною є трикутна решітка, оскільки її загальна довжина і кількість вузлів менші, ніж у фермах з іншими типами решіток. Рациональний кут нахилу решітки до нижнього поясу становить $45...50^{\circ}$. Недоліком трикутної решітки є значна довжина панелей поясів, особливо при великих прольотах ферм.

Розкісну решітку використовують найбільш ефективно у невисоких фермах. Особливість такої решітки полягає в тому, що від напрямку її до опори є можливість регулювати знаки зусиль. Кути нахилу розкісної решітки до нижнього поясу в межах $35...45^{\circ}$ є економішними і сприятливими для роботи розкосів. У фермах з паралельними поясами і трапецієподібних доцільно проектувати розкоси спадними від опори, тоді вони будуть розтягнуті, а короткі стояки решітки – стисненими. Для ферм трикутного й сегментного обрису, навпаки, в розкосах решітки спадні елементи стиснені, а вихідні розтягнені. Незважаючи на це, при компонуванні решітки ферми часто проектують зі спадними розкосами, щоб зменшити їх довжину.

Хрестова решітка застосовується у фермах, які працюють на знакозмінне навантаження (рис. 1.2, д). У цьому випадку розкоси решітки працюють тільки на розтяг. При виникненні в одному з розкосів стиску він відключається, працює другий розкіс, в якому діє розтяг. Різновидом трикутної решітки є ромбоподібна решітка, особливість якої – висока жорсткість й міцність під дією великих поперечних сил.

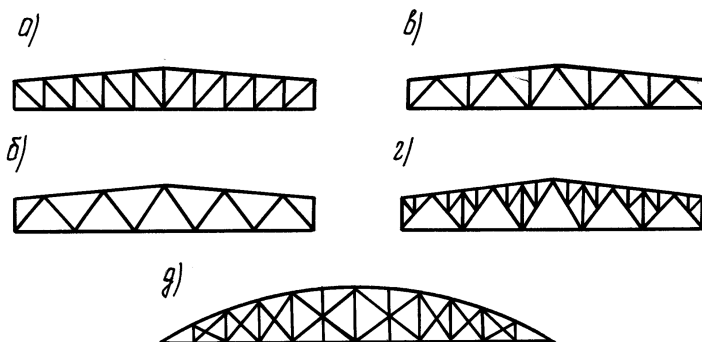


Рисунок 1.2 – Види системи решітки

У міжповерхових перекриттях, коли простір між верхнім і нижнім поясами використовується з експлуатаційною метою, застосовують безроскісні ферми. Недоліком таких ферм є наявність значних згинальних моментів у поясах і стояках, що зумовлює зростання витрат сталі.

При великій висоті ферм і раціональному куті нахилу розкосів ($35...45^\circ$) панелі верхнього поясу ферми мають великі розміри, які не вигідні для розміщення прогонів та плит. У таких панелях ферм виникають місцеві згинальні моменти за рахунок позавузлового прикладання навантаження. Довжину панелей верхнього поясу можна зменшити шляхом введення в основну решітку ферми спеціальних шпренгелів, що призводить також до зменшення розрахункової довжини розкосів у площині ферми (рис. 1.2, г).

Генеральними розмірами ферми є проліт і висота. Проліт кроквяних ферм виробничих будівель, як правило, приймають кратним модулю 6м, тобто 18, 24, 30, 36 та 42 м. Для спрощення виготовлення і проектування уніфіковані типові сталеві ферми мають стандартні геометричні схеми для різних прольотів. Довжина панелі верхнього поясу в типових фермах дорівнює 3 м.

Оптимальна висота h_{opt} у середині прольоту трапецієподібної ферми визначається з умови мінімальної власної маси і жорсткості (прогину), а також можливості транспортування. Маса ферм мінімальна, коли маси поясів і решітки (з фасонками) рівні між собою, що спостерігається при великих співвідношеннях висоти ферми та прольоту.

Така велика висота кроквяних ферм не вигідна через умови транспортування і монтажу, оскільки в цьому разі ферму доводиться перевозити окремими елементами і на місці монтажу виконувати поелементно складання, внаслідок чого зростають витрати часу та вартість.

На практиці висоту ферми в середині прольоту приймають з умови транспортабельності меншою за оптимальну, щоб ферму можна було легко перевозити. Практично висоту трапецієподібної ферми і

ферми з паралельними поясами приймають в межах $\frac{1}{6} \div \frac{1}{12}$ прольоту

ферми. Це дає змогу поділити ферму на дві (іноді на три) відправкові марки, які б відповідали вимогам залізничних габаритів (найбільший розмір марки за висотою не повинен перевищувати 3,8 м, а за шириною – 3,2 м.) У типових фермах для всіх прольотів від 18 до 36 м висота на опорі прийнята для трапецієподібних – 2200 мм, а для ферм з паралельними поясами – 3150 мм.

Висота трикутних ферм зумовлена нахилом покрівлі, під який вона проектується, і становить 1/2–1/4 прольоту.

1.3 Розрахунок ферм

Розрахунок балкових ферм виконують у такій послідовності:

- встановлення розрахункової схеми ферми;
- визначення і збір навантаження;
- визначення розрахункових зусиль в елементах ферми;
- підбір поперечних перерізів розтягнутих та стиснутих елементів;
- складання загальної таблиці зусиль, поперечних перерізів і напружень в елементах ферми;
- розрахунок вузлових з'єднань ферми, в тому числі монтажних стиків.

Розрахункова схема ферми має вигляд осьових ліній стержнів, вузлові з'єднання яких умовно шарнірні. З'єднання у вузлах жорстке, проте якщо відношення висоти поперечного перерізу стержня до його

довжини $\frac{h}{l} \leq \frac{1}{15}$, додаткові напруження, зумовлені жорсткістю вузла, можна не враховувати.

Навантаження. Кроквяні ферми розраховують на такі види навантажень, які передаються у вигляді зосереджених сил у вузлах ферми:

- постійне навантаження від маси покрівлі й власної маси конструкцій;
- тимчасове навантаження від снігу, вітру й підвісного підйомно-транспортного обладнання.

Більшість цих навантажень рівномірно розподілені, їх підраховують спочатку на один квадратний метр, потім визначають площу навантаження, яка припадає на один вузол, і вже після цього знаходять зосереджену силу, прикладену в кожному вузлі.

Зосереджене навантаження на вузол

$$F_i = \frac{d_1 + d_2}{2} b \frac{q}{\cos \alpha},$$

де d_1, d_2 – довжина панелей верхнього поясу ферми, сумісних з вузлом;

b – крок ферми;

q – розрахункове рівномірно розподілене навантаження на 1 м^2 ;

α – кут нахилу верхнього поясу.

Розрахункове навантаження від маси снігу на 1 м^2 знаходимо за формулою

$$s = \gamma_f s_0 \mu,$$

де γ_f – коефіцієнт надійності завантаження для покрівлі, визначається співвідношенням нормативного постійного навантаження від маси покрівлі з нормативним сніговим навантаженням;

s_0 – нормативне значення снігового навантаження, яке залежить від району будівництва (приймається згідно з будівельними нормами ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» та ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції»);

μ – перехідний коефіцієнт від навантаження на рівні землі до навантаження на 1 м^2 горизонтальної покрівлі;

При нахилі покрівлі $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1$, при $\alpha \geq 60^\circ$ $\mu = 0$, а в інтервалі $25^\circ < \alpha < 60^\circ$ значення μ встановлюється лінійною інтерполяцією.

У цьому випадку треба також приймати і нерівномірне однобічне навантаження ферми снігом, що спричиняє зростання зусиль у середніх розкосах і, що найважливіше, – зміну знака зусилля. При легких покрівлях частка снігового навантаження досягає 60...70 % розрахункового навантаження що треба брати до уваги.

Зосереджене навантаження на вузол ферми від снігу також знаходять, перемножуючи розрахункове снігове навантаження на площу, що стосується даного вузла.

Від вітрового навантаження зусилля в елементах ферми найчастіше мають протилежний знак порівняно із зусиллям від власної маси покрівлі та снігу. У зв'язку з цим вітрове навантаження треба враховувати тільки тоді, коли його значення перевищує навантаження від покрівлі.

Інші навантаження враховують згідно з технологічним завданням, це додаткове навантаження прикладається у вигляді зосереджених сил до вузлів ферми.

Визначення розрахункових зусиль у стержнях

Використання ЕОМ дає змогу розраховувати практично будь-яку схему ферми. ЕОМ при заданому навантаженні визначає розрахункові зусилля у стержнях з урахуванням об'єднання навантажень, а також може підібрати перерізи стержнів.

При відсутності ЕОМ зусилля у стержнях статично визначених ферм доцільно визначати методом вирізання вузлів або графічним методом – побудовою діаграми Максвелла – Кремони, причому для кожного виду навантаження доцільно будувати окрему діаграму.

У фермах з простими схемами, наприклад, з паралельними поясами, а також з невеликою кількістю стержнів простіше використати аналітичний спосіб.

Будуючи діаграми Максвелла – Кремони, для позначення стержнів застосовують цифри і літери. Далі визначають аналітичним способом опорні реакції і будують многокутник сил від зовнішніх, а потім і від внутрішніх навантажень.

На основі визначених зусиль від різних типів навантаження складають загальну таблицю розрахункових зусиль з урахуванням коефіцієнта поєднання для верхнього та нижнього поясів, а також елементів решітки – стояків і розкосів.

При безпрогонному рішенні покрівлі у верхньому поясі ферм, крім стиску, може виникати місцевий згинальний момент від позавузлового опирання на ферму плит чи прогонів. У даному випадку верхній пояс ферми розглядають як нерозрізну балку на пружноподатливих опорах, якими є вузли ферми. Оскільки розвантажувальний вплив опорних моментів на момент у середині панелі невеликий, то в першій панелі довжиною d_1 момент від місцевого навантаження F_{loc} , прикладеного посередині панелі, можна визначити, як у розрізній балці:

$$M_{1,loc} = \frac{F_{loc}d_1}{4}.$$

В інших панелях розвантажувальний вплив обчислюють введенням коефіцієнта 0,9. З практики відомо, що вигідніше застосовувати додаткові шпренгельні решітки, ніж допускати роботу поясів на місцевий згин.

1.4 Розрахункова довжина і гранична гнучкість стержнів

Стержні ферм працюють переважно на поздовжні зусилля стиску або розтягу. Для стиснутих стержнів суттєве значення має гнучкість

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{\min}},$$

від якої залежить стійкість при поздовжньому згині. Звідси випливає, що несуча здатність стиснутого стержня також залежить від його розрахункової довжини

$$l_{ef} = \mu \cdot l,$$

де l – геометрична довжина;

μ – коефіцієнт, що враховує спосіб закріплення кінців стержня;

i_{\min} – мінімальний радіус інерції.

Оскільки наперед невідомо, в якому напрямку вигнеться стержень під час втрати стійкості, необхідно знати розрахункову довжину і стійкість як у площині ферми, так і в напрямку, перпендикулярному до площини ферми, тобто з площини.

Міцність розтягнутих стержнів не залежить від їх довжини, проте занадто довгі й тонкі стержні можуть провисати під власною масою, а також деренчатися або коливатись під дією другорядних сил.

Ось чому гнучкість розтягнутих елементів ферм також обмежується нормами, тобто треба знати розрахункову довжину розтягнутих стержнів у площині і з площини ферми.

Розрахункову довжину стержнів плоских ферм відповідно до норм проектування приймають згідно ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції»), а гнучкість стержнів не повинна перевищувати граничну λ_{\min} .

1.5 Типи поперечних перерізів та підбір стержнів ферм

Стержні ферм працюють в основному на центральний стиск або розтяг, тому їхній поперечний переріз доцільно приймати рівностійким у площинах головних осей.

Для ферм найбільш характерними є перерізи, складені з двох рівнополічкових або нерівнополічкових кутників, швелерів або прямокутних труб. Для більшої стійкості верхнього стиснутого поясу ферм доцільно використовувати нерівнополічкові кутники, встановлюючи ширші полічки в горизонтальній площині.

Поперечний переріз усіх елементів ферм може бути виконаний з поодиноких кутників. Останнім часом у будівництві застосовують легкі ферми, виконані повністю з рівнополічкових поодиноких кутників. У таких ферм витрати сталі такі ж, як і у звичайних фермах, але трудомісткість виготовлення менша за рахунок меншої кількості деталей. Окрім цього, такі ферми мають більш високу корозійну стійкість і тому використовуються у приміщеннях з агресивним середовищем.

Порівняно з новими конструктивними рішеннями ферм з ефективних прокатних, гнутих і гнутозварних профілів ферми з парних кутників мають більшу масу та трудомісткість виготовлення, тому останнім часом менше застосовуються у практиці. Кутники з розмірами, меншими за 50x4, недоцільно застосовувати, оскільки вони можуть легко погнутися під час перевезення. Найбільш економічними за витратами сталі є ферми з круглих електрозварних труб, проте вони більш трудомісткі у виготовленні, ніж ферми з прямокутних труб і поодиноких кутників.

Стержні ферм з алюмінієвих сплавів виконують аналогічно до сталевих.

Потрібну площу поперечного перерізу розтягнутого елемента визначають відповідно до формули

$$A_{номр} = \frac{N}{R_y \gamma_c}.$$

Поперечний переріз розтягнутих елементів підбирають з жорстких профілів, щоб ферма не могла деформуватися під час транспортування та монтажу, а також, щоб нижній пояс не провисав від власної маси. Тому норми проектування не допускають гнучкості розтягнутих елементів понад 400.

Потрібну площу поперечного перерізу стиснутого елемента визначають згідно з формулою

$$A_{номр} = \frac{N}{R_y \varphi \gamma_c}.$$

Площа поперечного перерізу стиснутого елемента залежить від коефіцієнта поздовжнього згину φ , тому розрахунок стиснутих елементів виконується методом послідовних наближень.

Коефіцієнт поздовжнього згину φ залежить від гнучкості λ :

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i},$$

де l_{ef} – розрахункова довжина;

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} - \text{радіус інерції поперечного перерізу.}$$

За заданою гнучкістю знаходять відповідне значення φ і потрібну площу перерізу.

Попередньо підбираючи пояси легких ферм, приймають $\lambda = 80 \dots 60$, а для решітки $\lambda = 120 \dots 100$.

Задавшись гнучкістю λ , знаходять потрібний радіус інерції перерізу за формулами

$$i_x = \frac{l_{ef}^x}{\lambda}; \quad i_y = \frac{l_{ef}^y}{\lambda}.$$

Відповідно за потрібними радіусами інерції і площею з таблиць сортаменту вибирають розмір профілю. Невідповідність табличних значень i та A потрібним свідчить про неправильне прийняття λ , а звідси і φ . Після цього приймають профіль з проміжним значенням

площі та відповідним радіусом інерції. Далі в другому наближенні визначають гнучкість, коефіцієнт φ і перевіряють стійкість.

Стиснуті стержні ферми можуть втратити стійкість як у площині, так і з площини ферми, тому основою для вибору поперечного перерізу профілю є максимальна гнучкість стержня, якій відповідає мінімальний коефіцієнт поздовжнього згину.

Розрахунок вважають закінченим, а поперечний переріз економічно підібраним, якщо міцність – значення напруження в розтягнутому або в стиснутому стержні – не перевищує $\pm 5\%$ розрахункового опору прийнятої сталі для ферми.

1.6 Конструювання і розрахунок легких та середніх ферм

Під час проектування стержні ферм центрують у вузлах на осях, які проходять через центри їх маси з округленням до 5 мм. Осьові лінії стержнів ферм у вузлах повинні сходитися в одній точці, інакше у вузлі виникне додатковий момент

$$M = N \cdot e,$$

який згинатиме стержні, що сходяться у вузлі.

Для зменшення зварних напружень у вузлах ферм з листовими фасонками стержні решітки не доводяться до поясів на відстань $a = 6t = 20$ мм, але не більше 80 мм; t – товщина фасонки. Між торцями з'єднаних елементів поясів ферм залишається відстань не менше 50 мм.

Товщину фасонки усіх вузлів доцільно приймати постійною залежно від розрахункового зусилля в опорному розкосі (додаток 3). Пропонуємо визначати її згідно табл. 1 додатку 3. Зварні шви, які з'єднують окремі стержні решітки з фасонкою у вузлі, розраховують на значення зусилля в даному стержні. Зварні шви, які прикріплюють фасонку до верхнього і нижнього поясів, розраховуються на різницю зусиль у суміжних панелях поясу.

Кроквяні ферми прольотом 18...36 м проектують у вигляді двох відправкових елементів з монтажними стиками в середніх вузлах. Стики доцільно проектувати так, щоб ліва і права напівферми були взаємозамінними.

Якщо в стержні решітки діє розрахункове зусилля N , а переріз складається з двох кутників, то на кожний кутник припадає зусилля

$$N_1 = 0,5 N.$$

Це зусилля, як і зусилля у фермах з поодиноких кутників, повинно сприйматися зварними швами, що з'єднують кутник з фасонкою.

Можливі два варіанти прикріплення кутників до фасонки у вузлах. У першому варіанті прикріплення передбачається тільки фланговими швами з можливим виведенням їх на 20 мм на торець кутника. У другому варіанті для прикріплення застосовуються лобові й флангові шви.

Висоту зварного шва доцільно приймати на 2...3 мм меншою за мінімальну товщину з'єднаних елементів. Довжина зварних швів має бути не менше 40...50 мм.

1.7 Ферми з поодиноких і парних кутників

Порівняно з фермами з парних кутників ферми з поодиноких кутників мають ряд переваг:

- більшу стійкість проти корозії завдяки меншій площі відкритої поверхні, що дає змогу без труднощів виконувати чистку, фарбування та періодичний огляд;
- значно нижчу трудомісткість виготовлення завдяки меншій кількості деталей і маси наплавленого металу зварних швів;
- меншу масу ферми з поодиноких кутників через відсутність прокладок, малі розміри або взагалі відсутність вузлових фасонки.

У фермах із поодиноких кутників вузли проектує без фасонки. Стержні решітки в даному випадку приварюють з внутрішнього боку до полочки поясного кутника кутовими швами. Доцільно приварювати одним фланговим (по обушку) і лобовим швами.

Якщо для кріплення стержнів решітки до полочки кутника недостатньо місця, то до полочки приварюють планку, яка розширює вузол. У деяких випадках доцільна центрація осей стержнів решітки на грань обушка.

У сучасній практиці будівництва застосовують як жорстке кріплення ферми збоку до колони, так і шарнірне зверху колони чи збоку. У типових рішеннях при спіранні ферм на сталеві або залізобетонні колони зверху застосовують шарнірне з'єднання ферми з колоною.

У цьому рішенні опорна реакція ферми передається на оголовок колони через струганий торець вертикального опорного ребра.

Найбільш відповідальними вузлами ферми є монтажні стикові вузли, які поділяють кроквяну ферму на два окремих відправних елементи – напівферми. З умов взаємозамінності напівферм, ферму поділяють таким чином, щоб кожна відправна марка в монтажному вузлі мала фасонку з двох рівних частин.

У даному разі стики поясів перекривають листовими накладками, кріплення яких розраховують на величину зусилля $1,2N$,

де N – зусилля в поясі. Практика свідчить, що стики є завжди слабким місцем конструкції, тому розраховують їх на зусилля, збільшене на 20 %.

Стики поясів можна перекривати кутниковими накладками з обробленими обушками та зрізаними полічками.

Заводські стики поясів є наслідком обмеженої довжини прокатних профілів. Стики доцільно виконувати поза вузлами.

У місцях спирання на ферму ребристих залізобетонних плит при незначній товщині полічок поясних кутників їх посилюють горизонтальними пластинами розміром 100...150 мм.

У стержнях з двох кутників, швелерів сумісна робота елементів забезпечується постановкою між ними з'єднувальних листових планок. За довжиною стиснених стержнів планки розміщують з кроком $< 40i_x$, де i_x – радіус інерції кутника відносно осі $x - x$, а для розтягнутих елементів – з кроком $< 80i_x$. Товщина планок дорівнює товщині основних вузлових фасонки ферм.

1.8 Конструювання та розрахунок вузлів легких ферм

Під час проектування стержні ферм центрують у вузлах на осях, які проходять через центри їх маси з округленням до 5 мм. Осьові лінії стержнів ферм у вузлах повинні сходитися в одній точці, інакше у вузлі виникне додатковий момент $M = N \cdot e$, який буде згинати стержні, що сходяться у вузлі.

Для зменшення зварних напружень у вузлах ферм з листовими фасонками стержні решітки не доводяться до поясів на відстань $a = 6t$, але не більше 80 мм; t – товщина фасонки.

Між торцями з'єднаних елементів поясів ферм залишається відстань не менше 50 мм.

Товщину фасонки усіх вузлів доцільно приймати постійною залежно від розрахункового зусилля в опорному розкосі.

Зварні шви, які з'єднують окремі стержні решітки з фасонкою у вузлі, розраховують на значення зусилля в даному стержні. Зварні шви, які прикріплюють фасонку до верхнього і нижнього поясів, розраховують на різницю зусиль у суміжних панелях пояса.

Кроквяні ферми прольотом 18...36 м проектують у вигляді двох відправкових елементів з монтажними стиками в середніх вузлах. Стилки доцільно проектувати так, щоб ліва і права напівферми були взаємозамінними.

Якщо в стержні решітки діє розрахункове зусилля N , а переріз складається з двох кутників, то на кожний кутник припадає зусилля $N_1 = 0,5N$. Це зусилля, як і зусилля у фермах з поодинокими кутниками, повинно сприйматися зварними швами, що з'єднують кутник з фасонкою.

Можливі два варіанти прикріплення кутників до фасонки у вузлах. У першому варіанті прикріплення передбачається лише фланговими швами з можливим виведенням їх на 20 мм на торець кутника. У другому варіанті для прикріплення застосовують лобові й флангові шви.

У першому випадку шов обушка кутника розраховують на зусилля $N^{об} = (b - z_0)N_1$, а шов пера кутника – на зусилля $N^{пер} = z_0N_1$, де b – висота полиці кутника;

z_0 – відстань до центру ваги кутника.

У другому випадку спочатку визначають зусилля, яке сприймається лобовим швом, тобто

$$N^{лоб} = \gamma_c k_f^{лоб} l_w^{лоб} (R_{wf} \gamma_{wf} \beta_{wf}),$$

а решта зусилля

$$N_2 = N_1 - N^{лоб},$$

розподіляється між фланговими швами кутника, як у першому випадку. Висоту зварного шва доцільно приймати на 2...3 мм меншою за мінімальну товщину з'єднуваних елементів. Довжина зварних швів має бути не менше 40...50 мм.

МОДУЛЬ 2

ПРОЕКТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ КАРКАСУ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ

2.1 Компонування поперечної рами каркасу

Каркас виробничої будівлі являє собою систему несучих конструкцій, призначених для сприйняття навантажень від покриття, стінового огородження, кранів і впливів снігу та вітру.

При компонованні каркаса основними завданнями є розстановка колон в плані, вибір системи покриття і типів огорожувальних конструкцій, визначення генеральних розмірів поперечних рам і системи зв'язків. Основою каркаса служить поперечна рама, що складається з східчастих колон, защемлених у фундаментах, і ригеля. Ригелем рам є кроквяна ферма.

З метою зменшення деформативності рами, з'єднання ригеля з колонами приймається жорстким.

При розміщенні колон в плані (рис. 2.1) слід керуватися: прольотом рами, кроком колон і довжиною температурного блоку.

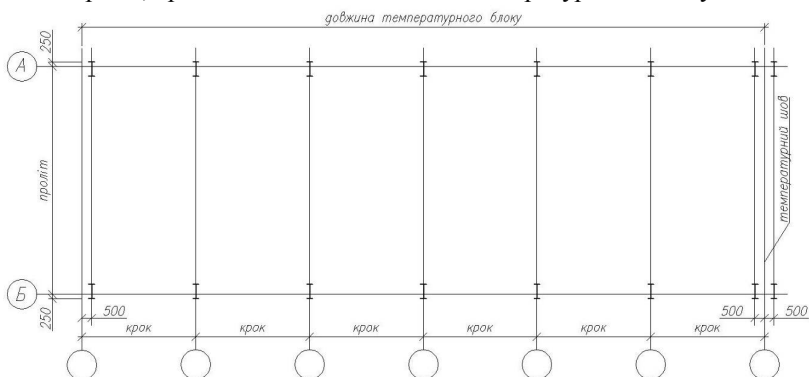


Рисунок 2.1 – План розміщення колон

Якщо виробнича будівля має великі розміри у довжину та ширину, внаслідок зміни температури навколишнього середовища протягом року можуть виникати небезпечні деформації у сталевому каркасі або в окремих його елементах. У зв'язку з цим будівлі великої довжини поділяють на окремі блоки, між якими передбачається температурний

шов. Відстані між температурними швами у сталевих будівлях не повинні перевищувати величин, наведених у нормативних документах.

Виконання температурних швів у каркасах виробничих будівель відбувається за рахунок встановлення двох поперечних рам на загальному фундаменті, тобто подвійних колон у кожному ряді, та відповідно двох кроквяних ферм. При цьому вісь температурного шва повинна збігатися з розбивкою віссю, а осі колон зміщуватися відносно осі температурного шва на 500 мм. Таке рішення дає змогу використовувати типові збірні стінові й покрівельні панелі.

Для підтримки стінового огородження та скління передбачаються подовжній і торцевий фахверки, що складається із стійок (крок яких 6 м) і ригелів. Стійки фахверка спираються вниз на фундамент, вгору на горизонтальні зв'язкові ферми покриття за допомогою листового шарніра.

Покриття будівлі може бути прогінним і безпрогінним. При безпрогінному варіанті покриття використовують великорозмірні залізобетонні плити (1,5х6 м; 1,5х12 м; 3х6 м; 3х12 м), які безпосередньо вкладаються по фермам. При використанні в покритті прогонів їх виготовляють із прокатних або гнутих профілів. Крок прогонів 1,5 або 3 м. У ролі настилу використовують профільовані сталеві настили, які виготовляють з оцинкованої сталі.

Для сприйняття і передачі на раму кранових навантажень влаштовуються підкранові і гальмові балки. Підкранові балки прольотом 6 або 12 м проектується суцільними зварними. Гальмівні балки, що сприймають сили поперечного гальмування, найчастіше також бувають суцільними зварними.

Компонування поперечної рами починають з визначення основних габаритних розмірів вертикальних і горизонтальних елементів конструкцій у площині рами (рис. 4). Вертикальні розміри прив'язують до позначки рівня підлоги, приймаючи її за нуль, горизонтальні розміри прив'язують до поздовжніх (розбивних) осей будинку. Для визначення розмірів основних елементів велике значення має кранове обладнання цеху, зокрема вантажність мостових кранів і режим їх роботи. Тому перед визначенням основних розмірів елементів рами слід відповідно до заданого прольоту і вантажності кранів виписати всі необхідні дані з нормативних документів на крани.

Вертикальні розміри цеху залежать від технологічних умов виробництва і визначаються відстанню H_1 від рівня підлоги до головки

підкранової рейки і відстанню H_2 від головки кранової рейки до низу несучих конструкцій покриття. Сума розмірів H_1 і H_2 означає корисну висоту цеху H_0 .

Розмір H_2 , зумовлений висотою мостового крана, обчислюють за формулою:

$$H_2 = (H_k + 100) + f,$$

де H_k – габаритний розмір крана від головки рейки до верхньої точки візка крана;

100 – зазор між верхньою точкою габариту крана і будівельними конструкціями (мм);

f – розмір, який враховує прогин конструкцій покриття ферм і зв'язків, попередньо приймають 200...400 мм.

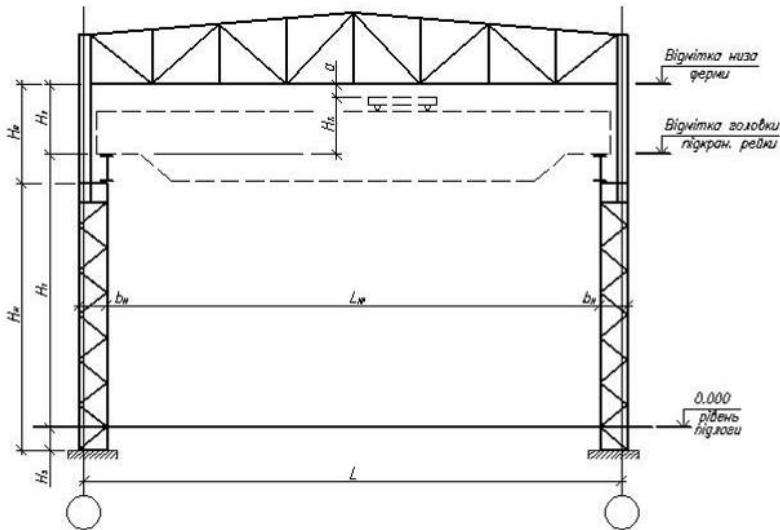


Рисунок 2.2 – Поперечна рама каркасу виробничої будівлі

Остаточно розмір H_2 приймають кратним 200 мм.

Висота цеху від рівня підлоги до низу ригеля рами

$$H_0 = H_1 + H_2.$$

Розмір H_0 згідно з «Основними положеннями щодо уніфікації» приймають кратним 1,2 м до висоти цеху 10,8 м. При більшій висоті – кратним 1,8 м.

Далі обчислюють розміри верхньої H_B і нижньої H_H частин колони. Висота верхньої частини колони складається з суми розмірів:

$$H_B = H_2 + h_\delta + h_p,$$

де h_δ – висота підкранової балки, попередньо приймають як $1/6 \dots 1/12$ прольоту балки (кроку рам);

h_p – висота підкранової рейки.

Остаточний розмір H_B уточнюють після розрахунку підкранової балки.

Розмір нижньої частини колони обчислюють за формулою

$$H_H = H_0 - H_B + H_3$$

H_3 – заглиблення опорної плити бази колони нижче нульової позначки підлоги (600 ... 1000 мм).

Загальна висота колони рами від низу опорної плити бази до низу ригеля:

$$H = H_B + H_H.$$

Прив'язку колон до поздовжніх осей приймають $b_0 = 250$ мм.

Ширину верхньої частини колони приймають $b_B = 500$ мм.

Після цього приймають відстань λ від осі підкранової балки до розбивної осі, в залежності від вантажності кранів:

$\lambda = 750$ мм – для кранів вантажопідйомністю до 50 тс включно;

$\lambda = 1000$ мм – для кранів вантажопідйомністю більше 50 тс і до 125 тс включно.

При цьому λ повинна бути:

$$\lambda > B_1 + (b_B - b_0) + c,$$

де B_1 – частина крана, яка виступає за вісь рейки, приймається за державним стандартом;

$(b_B - b_0)$ – відстань від розбивної осі до внутрішньої грані колони;

c – мінімальний проріз між краном і колоною, приймається за вимогами безпеки (60...75 мм).

Ширина нижньої частини колони $b_H = \lambda + b_0$.

При цьому якщо $b_H = 1000$ мм, верхня частина колони проектується суцільного перерізу з зварного двутавра, при $b_H = 1250$ мм – наскрізного перерізу з застосуванням широкополочних двутаврів для підкранової вітки і зварних швелерів для зовнішньої вітки.

2.2 Розрахунок поперечної рами

2.2.1 Обчислення навантажень на раму

Несучі конструкції виробничих будівель являють собою плоскі поперечні рами, основними елементами яких є колони і ферми – ригелі. На поперечну раму цеху діють постійні навантаження – від маси огорожувальних і несучих конструкцій будівлі, тимчасові – технологічні (від мостових кранів, робочих площадок, підвісного транспорту й іншого обладнання) й атмосферні (сніг і вітер). Сейсмічні навантаження у межах курсового проекту не враховуються.

Раму розраховують на кожне навантаження окремо. Це необхідно, оскільки розрахункові найбільш небезпечні зусилля для окремих перерізів елементів рами одержують з різних комбінацій навантажень.

2.2.2 Навантаження на ригель рами

На ригель діє рівномірно розподілене навантаження від покриття (склад покриття визначається завданням на курсове проектування) і від власної ваги ригеля зі зв'язками. Снігове навантаження так само приймається рівномірно розподіленим по довжині ригеля. Визначення навантажень на ригель зручно приводити в табличній формі (табл. 3).

Характеристичне значення снігового навантаження визначається за формулою:

$$s'' = s_0 \cdot \mu,$$

де s_0 – характеристичне значення снігового навантаження, що дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту;

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покриття (при формі покрівлі заданої в курсовому проекті $\mu = 1$).

Власну вагу ригеля зі зв'язками можна визначити за наближеними формулами:

- для ферм прольотом $L = 18$ м:

$$g_{\phi}^p = [0,04 + 0,014 \cdot (g_n^p + s^p)] \cdot 1,3 \cdot \gamma_{fm};$$

- для ферм прольотом $L = 21$ м:

$$g_{\phi}^p = [0,04 + 0,022 \cdot (g_n^p + s^p)] \cdot 1,3 \cdot \gamma_{fm};$$

- для ферм прольотом $L = 24$ м:

$$g_{\phi}^p = [0,04+0,03 \cdot (g_n^p + s^p)] \cdot 1,3 \cdot \gamma_{fm};$$

- для ферм прольотом $L = 27$ м:

$$g_{\phi}^p = [0,045+0,03 \cdot (g_n^p + s^p)] \cdot 1,3 \cdot \gamma_{fm};$$

- для ферм прольотом $L = 30$ м:

$$g_{\phi}^p = [0,05+0,03 \cdot (g_n^p + s^p)] \cdot 1,3 \cdot \gamma_{fm};$$

- для ферм прольотом $L = 33$ м:

$$g_{\phi}^p = [0,05+0,035 \cdot (g_n^p + s^p)] \cdot 1,3 \cdot \gamma_{fm};$$

- для ферм прольотом $L = 36$ м:

$$g_{\phi}^p = [0,05+0,04 \cdot (g_n^p + s^p)] \cdot 1,3 \cdot \gamma_{fm};$$

Для власної ваги металевих конструкцій $\gamma_{fm} = 1,05$.

Розрахункове погонне навантаження на ригель рами визначають за формулами:

- від власної ваги покриття $g_{ш} = (g_n^p + g_{\phi}^p) \cdot B,$

- від снігу $g_{сн} = s^p \cdot B,$

де B – шаг ферм.

2.2.3 Навантаження на колону рами

Власна вага покриття передається на колону у вигляді опорного тиску. Розрахунковий опорний тиск ферми (ригеля) на колону:

$$N_{ш} = \frac{g_{ш} \cdot L}{2},$$

де L – проліт ферм.

Розрахунковий опорний тиск на колону від снігового навантаження:

$$N_{CH} = \frac{g_{CH} \cdot L}{2}.$$

Власна вага верхньої частини колони визначають за формулою:

$$N_{BK} = g_{BK} \cdot (H_B + H_{OP}) \cdot \gamma_{fm},$$

де g_{BK} – вага одного метра погонного верхній частини колони, допускається приймати 1 кН/м.

H_{OP} – висота ферми на опорі.

Розрахункові зосереджені моменти у місці уступу від позацин-трової передачі навантаження з верхньої частини колони на нижню до-рівнюють:

$$M_{ш} = N_{ш} \cdot e_1,$$

$$M_{CH} = N_{CH} \cdot e_1,$$

$$M_{BK} = N_{BK} \cdot e_1.$$

Зосереджений момент від постійного навантаження: M

$$M_{II} = M_{III} + M_{BK}.$$

e_1 – відстань між осями надкранової і підкранової частини колони.

$$e_1 = \frac{b_H - b_B}{2}.$$

Крім того на нижню частину колони діє навантаження від власної ваги підкранової частини колони висотою H_H .

$$N_{HK} = g_{HK} \cdot H_H \cdot \gamma_{fm}.$$

де g_{HK} – вага одного метра погонного нижній частини колони, допускається приймати:

$g_{HK} = 2$ кН/м – для кранів вантажністю $50 \div 80$ тс.

$g_{HK} = 3$ кН/м – для кранів вантажністю більше 100 тс.

Постійне навантаження N_{HK} вважається прикладеною в рівні бази колони.

Вага підкранових конструкцій визначається після їх розрахунку.

2.2.4 Кранові навантаження

Кранове навантаження враховують від двох зближених кранів найбільшою вантажністю. Вертикальний тиск на раму від кранів визначаємо при їх найбільш не вигідному для колони положенні на підкрановій балці. Розрахунковий вертикальний тиск на колону, до якої наближено візок крана:

$$D_{\max} = \psi \cdot \gamma_{fm} \cdot P_{\max} \cdot \sum y.$$

При цьому тиск на протилежну колону дорівнює:

$$D_{\min} = \psi \cdot \gamma_{fm} \cdot P_{\min} \cdot \sum y,$$

де ψ – коефіцієнт з'єднання, враховує ймовірність появи одночасно найбільших навантажень на кранах ($\psi = 0,85$);

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження ($\gamma_{fm} = 1,1$);

P_{\max} – максимальний тиск колеса крана;

P_{\min} – мінімальний тиск колеса крана;

$\sum y$ – сума ординат лінії впливу;

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження ($\gamma_{fm} = 1,1$).

$$P_{\min} = \frac{Q + G}{n_0} - P_{\max},$$

де Q – вантажність крана;

G – маса крана з візком;

n_0 – кількість коліс на одній стороні крана.

Кранові зосереджені моменти від позacentрового прикладання вертикального тиску відносно центральної осі перерізу колони:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_K,$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_K,$$

де e_K – відстань від осі підкранової балки до центра ваги підкранової частини колони.

Горизонтальний тиск від сил поперечного гальмування візка крана вздовж кранового моста може бути прикладений до будь-якої колони і направлений вправо або вліво незалежно від положення кранового візка.

Нормативна горизонтальна поперечна сила:

$$T_0^H = f(Q + G_B) \frac{n'_0}{n'},$$

f – коефіцієнт тертя при гальмуванні візка, приймається для кранів з гнучким підвісом $f = 0,1$ і для кранів з жорстким підвісом $f = 0,2$;

G_B – маса візка крана;

n'_0 – кількість гальмівних коліс візка;

n' – кількість усіх коліс візка;

Нормативна горизонтальна сила на одне колесо крана:

$$T_H^K = \frac{T_0^H}{n_0}.$$

Розрахунковий горизонтальний опорний тиск:

$$T_{\max} = \psi \cdot \gamma_{fm} \cdot T_K^H \cdot \sum y.$$

2.2.5 Навантаження від вітру

Розрахункове навантаження на 1 м^2 стіни будівлі визначається за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{aer} \cdot C_h,$$

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску.

C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, для вертикальних навітряних поверхонь виробничих будинків $C_{e1} = 0,8$ (активний тиск), для завітряних поверхонь $C_{e2} = 0,6$ (пасивний тиск).

C_h – коефіцієнт висоти споруди.

Для спрощення нерівномірний по висоті тиск вітру усереднюють в межах двох зон: перша зона – від рівня верху фундаменту до низу ферми, друга – від рівня низу ферми до верху покрівлі в конику (рис. 2.3). Розрахункове вітрове навантаження на раму визначаємо за формулами:

активний тиск – $g^a_i = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{e1} \cdot C_h \cdot B$.

пасивний тиск – $g^n_i = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{e2} \cdot C_h \cdot B$.

Значення треба визначити на висотах 10 м, 20 м та 40 м.

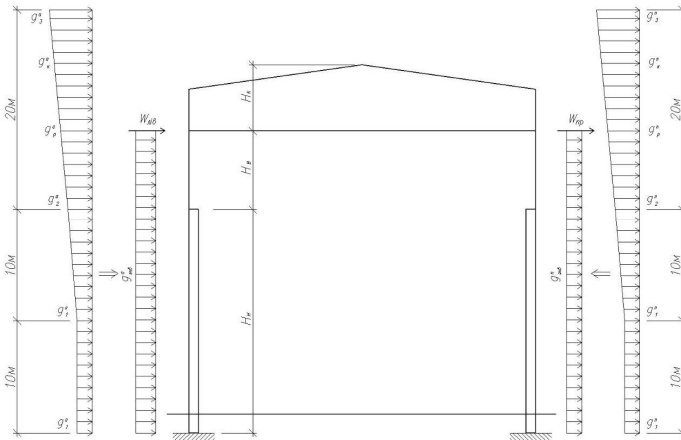


Рисунок 2.3 – Схема вітрового навантаження на раму

Проміжні значення g_i^a , g_i^n обчислюємо в гребні рами і на рівні осі нижнього пояса ригеля методом лінійної інтерполяції.

Зосереджене вітрове навантаження $W_{лив}$, $W_{нр}$, прикладене по осі нижнього пояса ригеля визначаємо за формулою:

$$W_{лив} = \frac{g_p^a + g_k^a}{2} \cdot h_K,$$

$$W_{нр} = \frac{g_p^n + g_k^n}{2} \cdot h_K,$$

де g_p^a, g_k^a – розрахункові значення активного вітрового тиску відповідно у рівні осі нижнього пояса ригеля і в рівні гребня покрівлі;

g_p^n, g_k^n – розрахункові значення пасивного вітрового тиску відповідно у рівні осі нижнього пояса ригеля і в рівні гребня покрівлі.

h_K – висота ригеля в гребні.

Змінний по висоті швидкісний тиск вітру замінюємо рівномірно розподіленим еквівалентним по моменту в защемленні консольної балки висотою (довжиною) H :

$$g_{екв}^a = \frac{2 \sum M_a}{H^2},$$

$$g_{екв}^n = \frac{2 \sum M_n}{H^2},$$

де $\sum M_a, \sum M_n$ – сумарний балковий момент в місці защемлення консольної балки від погонного навантаження відповідно активного і пасивного тиску вітру.

H – повна висота колони.

2.2.6 Визначення жорсткостей елементів рами

Орієнтовне співвідношення між моментами інерції елементів рами можна встановити за допомогою наближених формул. Для спрощення розрахунку рами замінюємо наскрізний ригель еквівалентним по жорсткості суцільним ригелем.

Момент інерції такого ригеля можна знайти за формулою:

$$J_p = (A_{ВП} \cdot Z_B^2 + A_{НП} \cdot Z_H^2) \cdot K,$$

де $A_{ВП}$ – площа перерізу бруutto верхнього пояса ригеля посередині прольоту.

$A_{НП}$ – площа перерізу бруutto нижнього пояса ригеля посередині прольоту.

Z_B – відстань від центру ваги верхнього пояса до нейтральної осі ригеля в його перерізі посередині прольоту.

Z_H – відстань від центру ваги нижнього пояса до нейтральної осі ригеля в його перерізі посередині прольоту.

K – коефіцієнт, що враховує уклін верхнього пояса і деформативність решітки наскрізного ригеля, при укліні верхнього пояса:

$$i = \frac{1}{8} \div \frac{1}{10} \Rightarrow K = 0,7;$$

$$i = \frac{1}{12} \Rightarrow K = 0,8;$$

$$i = 0 \Rightarrow K = 0,9.$$

Якщо площі поясів невідомі, то момент інерції ригеля можна визначити з співвідношення:

$$J_p = \frac{M_{\max} \cdot h_{CP} \cdot K}{2 \cdot R_y},$$

M_{\max} – згинальний момент посередині ригеля, як в простій балці від повного розрахункового вертикального навантаження;

h_{CP} – висота ригеля посередині прольоту;

R_y – розрахунковий опір матеріалу ригеля.

Момент інерції перерізу нижньої підкранової частини ступінчатої колони можна орієнтовно визначити з виразу:

$$J_n = \frac{(N_A + 2 \cdot D_{\max}) \cdot b_H^2}{K_1 \cdot R_y},$$

N_A – розрахункова поздовжня сила в основі колони від сумарного постійного навантаження і снігу.

K_1 – коефіцієнт, що залежить від типу колони, кроку і висоти рам ($K_1 = 3,2 \div 3,8$ при кроці $B = 12$ м і $K_1 = 2,5 \div 3,0$ при кроці $B = 6$ м, більші значення приймають при кранах середнього режиму і врахуванні просторової роботи каркасу).

Момент інерції верхньої над кранової частини колони:

$$J_{\theta} = \frac{J_n}{K_2} \cdot \left(\frac{b_B}{b_H} \right)^2,$$

K_1 – коефіцієнт, що враховує різну жорсткість підкранової і надкранової частини колони (при жорсткому сполученні з ригелем $K_2 = 1,2 \div 1,8$, при шарнірному – $K_2 = 1,8 \div 2,3$, більші значення приймають при важких кранах).

Знаходимо співвідношення знайдених моментів інерції:

$$\alpha = \frac{J_{\theta}}{J_n}, \beta = \frac{J_p}{J_n}.$$

При цьому коефіцієнт α повинен бути у межах $0,1 \div 0,2$, $\beta - 2 \div 6$.

2.2.7 Статичний розрахунок рами

Для визначення зусиль в елементах рами використовуємо методи будівельної механіки. Ці методичні вказівки передбачають розрахунок рами методом сил в матричній формі за допомогою спеціально розробленої комп'ютерної програми (також можливий розрахунок в програмах Ліра, SCAD та ін.)

Використання комп'ютерних програм звільняє студентів від трудомісткого процесу обчислення зусиль, що дозволяє значно скоротити час виконання курсового проекту.

Вихідні дані необхідні для статичного розрахунку рами вказані в таблиці 1.

Таблиця 1. Вихідні дані для статичного розрахунку рами

№ з/п	Перемінна	Фізичний сенс	Одиниця виміру
1	2	3	4
1	№	номер варіанту	—
2	H_1	висота підкранової балки з рейкою	м
3	H_H	висота нижньої частини колони	м
4	H_B	висота верхньої частини колони	м
5	$G_{нк}$	маса підкранових конструкцій	тс
6	$N_{НК}$	постійне навантаження в зоні нижній частині колони	Тс

1	2	3	4
7	N_{BK}	постійне навантаження в зоні верхньої частини колони	Тс
8	$g_{ш}$	постійне навантаження на ригель	Тс / м
9	$M_{ш}$	момент від постійного навантаження	Тс · м
10	$g_{сн}$	снігове навантаження на ригель	Тс / м
11	$M_{сн}$	момент від снігового навантаження	Тс · м
12	D_{\max}	максимальний тиск кранів	Тс
13	M_{\max}	момент від максимального тиску кранів	Тс · м
14	D_{\min}	мінімальний тиск кранів	Тс
15	M_{\min}	момент від мінімального тиску кранів	Тс · м
16	T_{\max}	поперечна гальмівна сила	Тс
17	$g_{\text{екв}}^a$	вітрове навантаження на колону з навітряної сторони	Тс / м
18	$g_{\text{екв}}^n$	вітрове навантаження на колону з підвітряного боку	Тс / м
19	W	сумарне горизонтальне вітрове навантаження	Тс
20	α	відносні значення моментів інерції елементів рами	—
21	β		—
22	L	проліт рами	м

Розрахунком необхідно визначити згинальні моменти, поздовжні і поперечні сили в характерних перерізах рами (рис. 2.4) від кожного з десяти варіантів завантаження:

1. Постійне навантаження (вага покриття, колон і підкранових конструкцій).

2. Снігове навантаження на ригель.

3 Тиск кранів при максимально можливому наближенні кранових візків до лівої колони.

4 Тиск кранів при максимально можливому наближенні кранових візків до правої колони.

5. Поперечне гальмування у лівої колони праворуч.

6. Поперечне гальмування у лівої колони ліво.

7. Поперечне гальмування у правої колони праворуч.

8. Поперечне гальмування у правій колоні вліво.
9. Вітер при його напрямку зліва направо.
10. Вітер при його напрямку справа наліво.

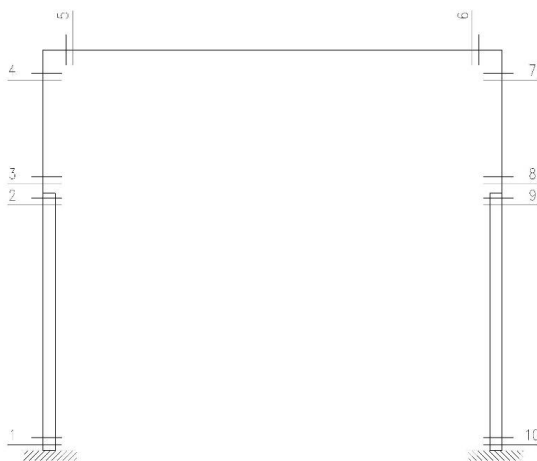


Рисунок 2.4 – Характерні перерізи поперечної рами каркасу

Дані розрахунку використовуємо для складання основних сполучень навантажень, на основі яких визначаються найнебезпечніші комбінації зусиль. При складанні комп'ютерної програми прийняті наступні правила знаків внутрішніх зусиль:

- згинальний момент M , що розтягує внутрішні волокна рами вважається позитивним, а момент що розтягує зовнішні волокна – негативним;
- поздовжня сила N , що викликає розтяг, вважається позитивною і навпаки;
- знак поперечної сили Q вважається позитивним в тому випадку коли частина стійки у защемленні з однозначною епюрою M буде обертати стійку за годинниковою стрілкою і навпаки.

2.2.8 Визначення розрахункових зусиль в елементах рами

Розрахунок елементів рами при одночасній дії постійних і тимчасових навантажень повинен виконуватися з урахуванням несприятливих сполучень зусиль від цих навантажень.

Для розрахунку колони складається основне сполучення, при цьому нормами передбачено два види основних сполучень:

- 1) комбінація постійного навантаження і однієї короткочасної;
- 2) комбінація постійної і двох та більше короткочасних навантажень, причому зусилля, відповідні цим короткочасним навантаженням повинні множитися на коефіцієнт сполучень $\psi = 0,9$.

За одне короткочасне навантаження приймається:

- 1) снігове;
- 2) кранове: від вертикального тиску і поперечного гальмування (останнє може бути спрямована як вправо, так і вліво);
- 3) вітрове.

Для зручності подальшого розрахунку доцільно скласти табл. 6, в яку потрібно внести відповідні значення M , N , Q . Потім складається таблиця розрахункових комбінацій зусиль, де розглядаються 4 комбінації зусиль: максимальний позитивний момент (стискає зовнішню гілку) і відповідна йому поздовжня сила; максимальний негативний момент (стискає внутрішню гілку) і відповідна йому поздовжня сила; максимальна поздовжня сила і відповідні їй позитивний і негативний згинальні моменти.

Анкерні болти працюють на розтяг, розраховуються на зусилля, які включають в себе мінімальну поздовжню силу з можливо максимальним (без урахування знака) згинальним моментом (як правило, постійне навантаження і вітрове). З причини того що поздовжня сила від постійного навантаження, в цьому випадку повинна визначатися з коефіцієнтом надійності за навантаженням (замість прийнятого в розрахунку γ_F , який усереднено можна прийняти рівним $\gamma_F = 1,1$), то її значення необхідно помножити на коефіцієнт $k^* = \frac{0,9}{1,1} = 0,82$.

Максимальні поперечні сили в перетинах 1 і 4 (для розрахунку стінки або решітки колони) встановлюються незалежно від комбінацій M і N . Найнебезпечніші комбінації зусиль, за якими виконують підбір

перерізів елементів рами виділяють в таблиці обводючи їх жирною лінією.

2.2.9 Розрахунок східчастої колони виробничого будинку

Потрібно підібрати перетину верхньому й наскрізний нижньої частин колони однопрогонового виробничого будинку (ригель має жорстке сполучення з колоною).

Розрахункові зусилля:

для верхньої частини колони в перетині 1-1

$$N = 607 \text{ кН}; \quad M = -811 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad Q = 151 \text{ кН};$$

у перетині 2-2 при такій самій комбінації навантажень

$$M = -202 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

для нижньої частини колони

$$N_1 = 1879 \text{ кН}; \quad M_1 = -729 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

(згинальний момент довантажує підкранову гілку);

$$N_2 = 2108 \text{ кН}; \quad M_2 = +1066 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

(згинальний момент довантажує зовнішню гілку); $Q_{\max} = 171 \text{ кН}$.

Співвідношення жорсткостей верхньої й нижньої частин колони

$$\frac{l_g}{l_n} = \frac{1}{5}; \text{ матеріал колони – сталь марки С235, бетон фундаменту}$$

С10\12. Конструктивна схема колони показана на рисунку 2.5.

Визначення розрахункових довжин колони

Розрахункові довжини для верхньої й нижньої частин колони в площині рами визначимо по формулах $l_{x_1} = \mu_1 l_1$ і $l_{x_2} = \mu_2 l_2$.

$$\text{Тому що } \frac{H_g}{H_n} = \frac{l_2}{l_1} = \frac{4,7}{11,3} = 0,416 < 0,6 \quad \text{й} \quad \frac{N_n}{N_g} = \frac{2108}{607} = 3,5 > 3,$$

значення μ_1 й μ_2 визначимо за таблицями будівельних норм.

В однопрогоновій рамі із жорстким сполученням ригеля з колоною верхній кінець колони закріплений тільки від повороту; $\mu_1 = 2$ і $\mu_2 = 3$.

Таким чином, для нижньої частини колони

$$l_{x_1} = \mu_1 l_1 = 2 \cdot 1130 = 2260 \text{ см};$$

$$\text{для верхньої } l_{x_2} = \mu_2 l_2 = 3 \cdot 470 = 1410 \text{ см.}$$

Розрахункові довжини із площини рами (див. рис. 7) для нижньої й верхньої частин рівні відповідно:

$$l_{y_2} = H_6 - h_6 = 470 - 120 = 350 \text{ см.}$$

Добір перетину верхньої частини колони

Переріз верхньої частини колони ухвалюємо у вигляді звареного двотавра висотою $h_n = 1000$ мм.

Визначимо необхідну площу перерізу.

$$\text{Для симетричного двотавра } i_x \approx 0,42h = 0,42 \cdot 100 = 42 \text{ см};$$

$$\rho_x \approx 0,35h = 0,35 \cdot 100 = 35 \text{ см};$$

$$\bar{\lambda}_x = \left(\frac{l_{x_2}}{i_x} \right) \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = \left(\frac{1410}{42} \right) \cdot \sqrt{\frac{21,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,1 \text{ (для сталі С235 тов-}$$

щиною до 20 мм $R = 215 \text{ МПа} = 21,5 \text{ кН/см}^2$);

$$m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{M}{N \cdot 0,35h} = \frac{81100}{607 \cdot 0,35 \cdot 100} = 3,82.$$

Значення коефіцієнта η визначаємо по таблиці значень. Прий-

memo в першому наближенні $\frac{A_n}{A_{ст}} = 1$, тоді

$$\eta = (1,90 - 0,1m_x) \bar{\lambda}_m = (1,90 - 0,1 \cdot 3,8) - 0,02 \cdot (6 - 3,8) \cdot 1,1 = 1,47;$$

$$m_{1x} = \eta \cdot m_x = 1,47 \cdot 3,82 = 5,62.$$

$$\text{По таблиці значень } \bar{\lambda}_x = 1,1 \quad \text{і} \quad m_{1x} = 5,62;$$

$$\varphi_{вн} = 0,23 \quad A_{тр} = 607 / 0,23 \cdot 21,5 \approx 123 \text{ см}^2.$$

Компонування перерізу:

$$\text{висота стінки } h_{ст} = h_6 - 2t_{п} = 100 - 2 \cdot 1,4 = 97,2 \text{ см (ухвалюємо}$$

попередньо товщину полиць $t_{п} = 1,4 \text{ см})$.

При $m > 1$ й $\bar{\lambda} > 0,8$ з умови місцевої стійкості

$$\frac{h_{ст}}{t_{ст}} \leq (0,9 + 0,5\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} = (0,9 + 0,5 \cdot 1,1) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{21,5}} = 44$$

$$\text{і } t_{\text{ст}} = \frac{97,2}{44} = 2,2 \text{ см.}$$

Оскільки перетин з такою товстою стінкою неекономічне, ухвалюємо $t_{\text{ст}} = 0,8 \text{ см}$ $\left(\frac{h_{\text{ст}}}{t_{\text{ст}}} = 80 \dots 120 \right)$ і включаємо в розрахункову площу перетину колони дві крайні ділянки стінки шириною по $0,85t_{\text{ст}} \sqrt{\frac{E}{R}} = 0,85 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{21,5}} = 21 \text{ см.}$

Необхідна площа полиці

$$A_{\text{п.сп}} = \frac{A_{\text{тр}} - 2 \cdot 0,85t_{\text{ст}}^2 \sqrt{\frac{E}{R}}}{2} = \frac{123 - 2 \cdot 0,85 \cdot 0,8^2 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{21,5}}}{2} = 44,7 \text{ см}^2.$$

З умови стійкості верхньої частини колони із площини дії моменту ширина полиці $b_{\text{п}} \geq \frac{l_{y_2}}{20}$;

з умови місцевої стійкості полки по формулі

$$\frac{b_{\text{св}}}{t_{\text{п}}} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,1) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{21,5}} = 14,4;$$

$$\text{де } b_{\text{св}} = \frac{b_{\text{п}} - t_{\text{ст}}}{2}.$$

Ухвалюємо $b_{\text{п}} = 32 \text{ см}$; $t_{\text{п}} = 1,4 \text{ см}$;

$$A_{\text{п}} = 32 \cdot 1,4 = 44,8 \text{ см}^2 > A_{\text{п.тр}}; \quad b_{\text{п}} > \left(\frac{1}{20} \right) l_{y_2} = 350/20 = 17,5 \text{ см};$$

$$\frac{b_{\text{св}}}{t_{\text{п}}} = \frac{32 - 0,8}{2} \cdot 1,4 = 11,3 < 14,4 \text{ см.}$$

Геометричні характеристики перерізу

Повна площа перетину $A_0 = 2 \cdot 32 \cdot 1,4 + 0,8 \cdot 97,2 = 167,4 \text{ см}^2$; розрахункова площа перетину з обліком тільки стійкої частини стінки:

$$A = 2 \cdot 32 \cdot 1,4 + 2 \cdot 0,85 \cdot 0,8^2 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{21,5}} = 122,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 0,8 \cdot \frac{97,2^3}{12} + 2 \cdot 32 \cdot 1,4 \cdot \left[\frac{100 - 1,4}{2} \right]^2 = 280000 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot 1,4 \cdot \frac{32^3}{12} = 7646 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{280000}{50} = 5600 \text{ см}^3;$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A_0} = \frac{5600}{167,4} = 41 \text{ см};$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_0}} = \sqrt{\frac{280000}{167,4}} = 41 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_0}} = \sqrt{\frac{7646}{167,4}} = 6,8 \text{ см}.$$

Перевірка стійкості верхньої частини колони в площині дій моменту проводиться по формулі:

$$\lambda_x = \frac{1410}{41} = 34,4;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = 34,4 \cdot \sqrt{\frac{21,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,11;$$

$$m_x = \frac{M_x}{N \rho_x} = \frac{81100}{607 \cdot 33,4} = 4;$$

$$\frac{A_{\Pi}}{A_{\text{ст}}} = 1,4 \cdot \frac{32}{0,8 \cdot 97,2} = 0,6 \approx 0,5.$$

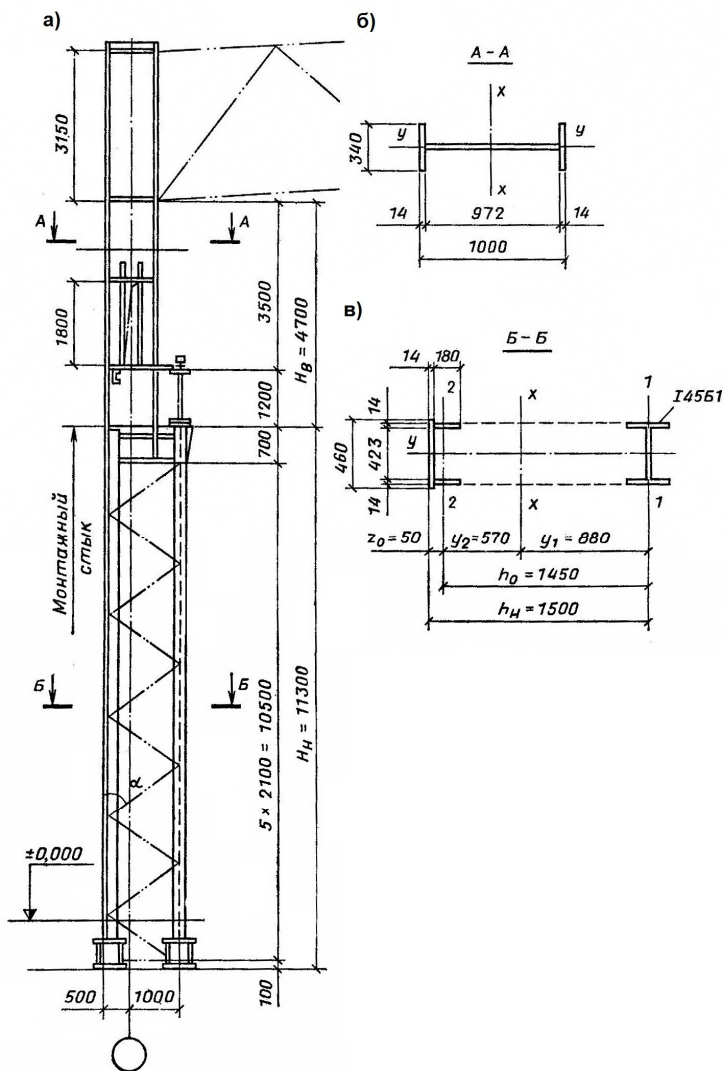


Рисунок 2.5 – Розрахунок колони:
а – конструктивна схема; б, в – перетин колони

Значення η визначаємо по таблиці значень при $\frac{A_n}{A_{ct}} = 0,5$:

$$\eta = (1,75 - 0,1m_x) - 0,02 \cdot (5 - m_x)\bar{\lambda}_m = (1,75 - 0,1 \cdot 4) - 0,02 \cdot (5 - 4) \cdot 1,11 = 1,33$$

$$m_{1x} = \eta \cdot m_x = 1,33 \cdot 4 = 5,32 \cdot \varphi_{bn} = 0,24;$$

$$\sigma = 607 / (0,24 \cdot 122,4) = 20,6 \text{ кН/см}^2 < R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапруга

$$\frac{21,5 - 20,6}{21,5} \cdot 100 \approx 4\% < 5\%.$$

Перевірка стійкості верхньої частини колони із площини дії моменту по формулі:

$$\lambda_y = \frac{350}{6,8} = 51,5; \quad \varphi_y = 0,86.$$

Для визначення m_x знайдемо максимальний момент у середній третині розрахункової довжини стрижня (рис. 2.6):

$$\begin{aligned} M_x^{1/3} &= M_2 + \frac{M_1 - M_2}{l_2} \cdot \left(l_2 - \frac{1}{3} \cdot l_{y2} \right) = \\ &= -202 + \frac{(-811) - (-202)}{4,7} \cdot \left(4,7 - \frac{1}{3} \cdot 3,5 \right) = -660 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

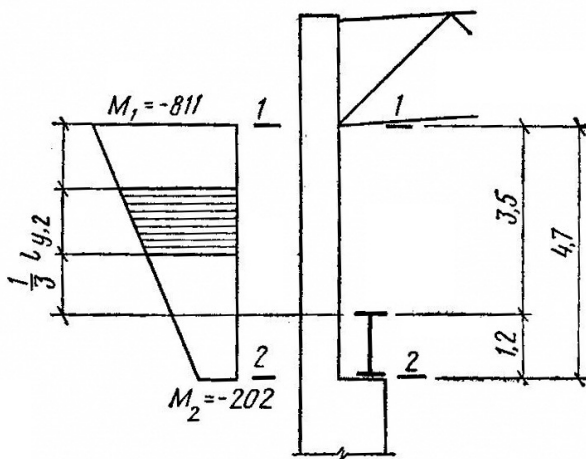


Рисунок 2.6 – До визначення розрахункового моменту M_x

$$\text{По модулю } M_x > \frac{M_{\max}}{2} = \frac{811}{2} = 406 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$m_x = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_x} = \frac{66000 \cdot 167,4}{607 \cdot 5600} = 3,25; \text{ при } m_x \leq 5 \text{ коефіцієнт}$$

$$c = \beta \cdot (1 + \alpha \cdot m_x).$$

Значення α й β визначаємо по:

$$\lambda_y = 51,5 < \lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{21,5}} = 96;$$

$$\beta = 1,0; \quad \alpha = 9,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 3,2 = 0,81;$$

$$c = \frac{1}{1 + 0,81 \cdot 3,2} = 0,28.$$

Оскільки

$$\frac{h_{\text{ст}}}{t_{\text{ст}}} = \frac{97,2}{0,8} = 121,5 > 3,8 \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} = 3,8 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{21,5}} = 116,$$

у розрахунковий перетин включаємо тільки стійку частину стінки;

$$\sigma = 607 / (0,28 \cdot 0,86 \cdot 122,4) = 20,6 \text{ кН/см}^2 < R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Якщо забезпечується умова місцевої стійкості стінки, то в розрахунковий перетин колони при перевірці стійкості із площини дії моменту включається повний перетин стінки.

При відсутності ослаблення перетину колони й $m_2 < 20$ перевірка міцності по формулі не потрібно.

Добір перетину нижньої частини колони. Перетин нижньої частини колони наскрізний, що полягає із двох галузей, з'єднаних ґратами. Висота перетину $h_u = 1500$ мм. Підкранову галузі колони ухвалюємо із широкополочного двотавра, зовнішню – складеного звареного перетину із трьох аркушів.

Визначимо орієнтовне положення центру ваги.

$$\text{Ухвалюємо } z_0 = 5 \text{ см; } h_0 = h - z_0 = 150 - 5 = 145 \text{ см;}$$

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| - |M_2|} \cdot h_0 = \frac{106600}{106600 + 72900} \cdot 145 = 85 \text{ см;}$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 85 = 60 \text{ см.}$$

Визначаємо зусилля в гілках:

$$\text{у підкрановій гілці } N_{e1} = \frac{1879 \cdot 60}{145} + \frac{72900}{145} = 1280 \text{ кН;}$$

$$\text{у зовнішній гілці } N_{e2} = \frac{2108 \cdot 85}{145} + \frac{106600}{145} = 1970 \text{ кН.}$$

Визначаємо необхідну площу гілок і призначаємо переріз.

$$\text{Для підкранової галузей } A_{e1} = \frac{N_{e1}}{\varphi \cdot R\gamma}; \text{ задаємося } \varphi = 0,80;$$

$$R = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН/см}^2 \text{ (сталь С235, фасонний прокат), тоді}$$

$$A_{e1} = \frac{1280}{0,80 \cdot 22,5} = 71,1 \text{ см}^2.$$

По сортаменту підбираємо двотавр 45Б1;

$$A_{e1} = 74,6 \text{ см}^2; i_{x1} = 3,79 \text{ см}; i_y = 18,2 \text{ см.}$$

$$\text{Для зовнішньої гілки } A_{e2} = \frac{N_{e2}}{\varphi \cdot R\gamma} = \frac{1970}{0,8 \cdot 21,5} = 114,5 \text{ см}^2$$

($R = 21,5 \text{ МПа}$ листовий прокат зі сталі С235 товщиною до 20 мм; $\varphi = 0,80$).

Для зручності прикріплення елементів ґратки просвіт між внутрішніми гранями полиць ухвалюємо таким же, як у підкрановій гілці (423 мм). Товщину стінки швелера $t_{ст}$ для зручності її з'єднання встик з полицею надкранової частини колони ухвалюємо рівною 14 мм; висота стінки з умови розміщення зварених швів $h_{ст} = 460 \text{ мм}$.

Необхідна площа полиць

$$A_{п} = \frac{A_{e1} - t_{ст} h_{ст}}{2} = \frac{114,5 - 46 \cdot 1,4}{2} = 25 \text{ см}^2.$$

З умови місцевої стійкості полки швелера

$$\frac{b_{п}}{t_{п}} \leq (0,38 + 0,8\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} \approx 15.$$

$$\text{Ухвалюємо } b_{п} = 18 \text{ см}; t_{п} = 1,4 \text{ см}; A_{п} = 25,2 \text{ см}^2.$$

Геометричні характеристики гілок:

$$A_{e2} = \frac{1,4 \cdot 46}{2 \cdot 25,2} = 114,8 \text{ см}^2; \quad z_0 = \frac{1,4 \cdot 46 \cdot 0,7 + 25,2 \cdot 10,4 \cdot 2}{114,8} = 5 \text{ см};$$

$$I_{x2} = \frac{1,4 \cdot 46 \cdot 4,3^2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 18^3}{12} + 25,2 \cdot 5,4^2 \cdot 2 = 4020 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{1,4 \cdot 46^3}{12} + 25,2 \cdot 21,8^2 \cdot 2 = 35300 \text{ см}^4;$$

$$i_{x2} = \sqrt{\frac{4020}{114,8}} = 5,9 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{35300}{114,8}} = 17,5 \text{ см}.$$

Уточнюємо положення центру ваги перерізу колони:

$$h_0 = h_n - z_0 = 150 - 5 = 145 \text{ см};$$

$$y_1 = \frac{A_{e2} \cdot h_0}{A_{e1} + A_{e2}} = \frac{114,8 \cdot 145}{74,6 + 114,8} = 88 \text{ см};$$

$$y_2 = 145 - 88 = 57 \text{ см}.$$

Відмінність від спочатку прийнятих розмірів мала, тому зусилля в гілках не перераховуємо.

Перевірка стійкості гілок: із площини рами (щодо осі $y-y$)

$$l_y = 1130 \text{ см}.$$

$$\text{Підкранова гілка: } \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1130}{18,2} = 62; \quad \varphi_y = 0,8;$$

$$\sigma = \frac{N_{e1}}{\varphi_y \cdot A_{e1}} = \frac{1280}{0,8 \cdot 74,6} = 21,5 \text{ кН/см}^2 < R = 22,5 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Зовнішня гілка: } \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1130}{17,5} = 65; \quad \varphi_y = 0,79;$$

$$\sigma = \frac{N_{e2}}{\varphi_y \cdot A_{e2}} = \frac{190}{0,79 \cdot 114,8} = 21,5 \text{ кН/см}^2 = R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

З умови равенства стійкостей підкранової гілки у площині й із площини рами визначаємо необхідну відстань між вузлами грат:

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{e1}}{i_{x1}} = \lambda_y = 62; \quad l_{e1} = 62 \cdot i_{x1} = 62 \cdot 3,79 = 235 \text{ см}.$$

Ухвалюємо $l_{e1} = 210$ см., розділивши нижню частину колони на ціле число панелей. Перевіряємо стійкість гілок у площині рами (щодо осей $x_1 - x_1$ і $x_2 - x_2$).

$$\text{Для підкранової гілки: } \lambda_{x1} = \frac{210}{3,79} = 55; \quad \varphi_x = 0,83;$$

$$\sigma = \frac{N_{e1}}{\varphi \cdot A_{e1}} = \frac{1280}{0,83 \cdot 74,6} = 20,7 \text{ кН/см}^2 < R = 22,5 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Для зовнішньої гілки: } \lambda_{x2} = \frac{210}{5,9} = 36; \quad \varphi_x = 0,91;$$

$$\sigma = \frac{N_{e2}}{\varphi_y \cdot A_{e2}} = \frac{1970}{0,41 \cdot 114,8} = 20,7 \text{ кН/см}^2 = R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Розрахунки ґрат підкранової частини колони. Поперечна сила в перетині колони $Q_{\max} = 171$ кН.

$$\text{Умовна поперечна сила } Q_{\text{усл}} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R} \right) \cdot \left(\frac{N}{\varphi} \right);$$

при $R = 22 \dots 23 \text{ кН/см}^2$.

$$Q_{\text{усл}} \approx 0,2A = 0,2 \cdot (74,6 + 114,8) = 39 \text{ кН} < Q_{\max} = 171 \text{ кН}.$$

Розрахунки ґрат проводимо на Q_{\max} .

Зусилля стиску в розкосі

$$N_p = \frac{Q_{\max}}{2 \sin \alpha} = \frac{171}{2 \cdot 0,82} = 104 \text{ кН}; \quad \sin \alpha = \frac{h_n}{l_p} = \frac{150}{\sqrt{150^2 + \left(\frac{210}{2} \right)^2}} = 0,82;$$

$\alpha = 55^\circ$ (кут нахилу розкосу, див. рис. 2.5).

Задаємо $\lambda_p = 100$; $\varphi = 0,56$.

Необхідна площа розкосу

$$A_{\text{р.т.}} = \frac{N_p}{\varphi \cdot R \gamma} = \frac{104}{0,56 \cdot 22,5 \cdot 0,75} = 10,8 \text{ см}^2;$$

$R = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН/см}^2$ (фасонний прокат зі сталі С235);

$\gamma = 0,75$ (стислий куточок, що прикріплюється однієї полицею).

Ухвалюємо $\perp 90 \times 7$.

$$A_p = 12,3 \text{ см}^2; \quad i_{\min} = 1,78 \text{ см}; \quad \lambda_{\max} = \frac{l_p}{i_{\min}} = \frac{183}{1,78} = 103;$$

$$l_p = \frac{h_n}{\sin \alpha} = \frac{150}{0,82} = 183 \text{ см}; \quad \varphi = 0,52.$$

Напруга в розкосі

$$\sigma = \frac{N_p}{\varphi \cdot A_p} = \frac{104}{0,52 \cdot 12,3} = 16,3 \text{ кН/см}^2 = R\gamma = 22,5 \cdot 0,75 = 16,9 \text{ кН/см}^2.$$

Перевірка стійкості колони в площині дії моменту як єдиного стрижня.

Геометричні характеристики всього перетину:

$$A = A_{e1} + A_{e2} = 74,6 + 114,8 = 189,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = A_{e1}y_1^2 + A_{e2}y_2^2 = 74,6 \cdot 88^2 + 114,8 \cdot 57^2 = 951000 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{951000}{189,4}} = 71 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_{x1}}{i_x} = \frac{2260}{71} = 32.$$

Приведена гнучкість

$$\lambda_{np} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_{p1}}} = \sqrt{32^2 + 27 \cdot \frac{189,4}{24,6}} = 35.$$

Коефіцієнт α_1 залежить від кута нахилу розкосу; при $\alpha = 45 \dots 60^\circ$ можна прийняти $\alpha_1 = 27$; $A_{p1} = 2 \cdot A_p = 2 \cdot 12,3 = 24,6 \text{ см}^2$ – площа перетину розкосів по двом граням перетину колони;

$$\bar{\lambda}_{np} = \lambda_{np} \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = 35 \cdot \sqrt{\frac{21,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,14.$$

Для комбінації зусиль, що довантажують зовнішню галузі (перетин 4–4), $N_2 = 2108 \text{ кН}$; $M_2 = 1066 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

$$m = \frac{MA}{N I_x} \cdot (y_2 + z_0) = \frac{106600}{2108} \cdot \frac{189,4}{951000} \cdot (57 + 5) = 0,62;$$

$$\varphi_{en} = 0,58;$$

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi_{en} \cdot A} = \frac{2108}{0,58 \cdot 189,4} = 19,2 \text{ кН/см}^2 < R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Для комбінації зусиль, що довантажують підкранову галузі (перетин 3-3), $N_1 = 1879$ кН; $M_1 = -729$ кН·м;

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{I_x} \cdot y_i = \frac{72900}{1879} \cdot \frac{189,4}{951000} \cdot 88 = 0,68; \varphi_{вн} = 0,57;$$

$$\sigma = \frac{N_1}{\varphi_{вн} \cdot A} = \frac{1879}{0,57 \cdot 189,4} = 17,4 \text{ кН/см}^2 < R = 22,5 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість наскрізної колони як єдиного стрижня із площини дії моменту перевіряти не потрібно, тому що вона забезпечена перевіркою стійкості окремих гілок.

Розрахунки й конструювання вузла сполучення верхньої й нижньої частин колони (рис. 2.7)

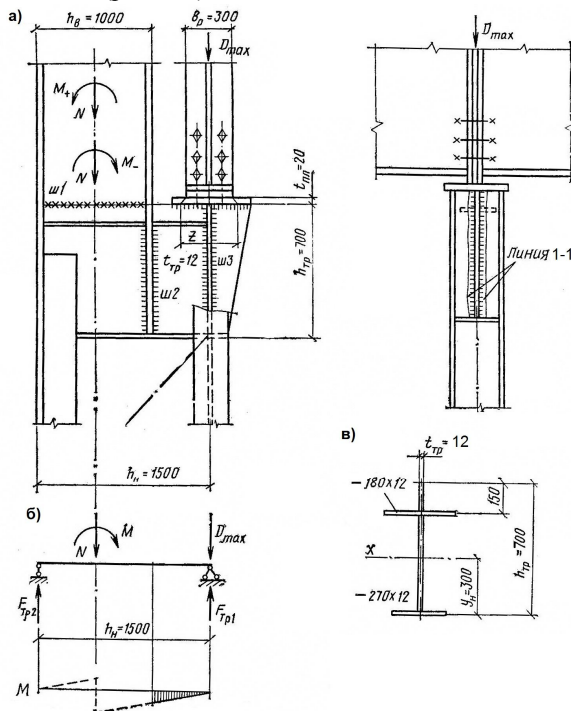


Рисунок 2.7 – До розрахунків вузла сполучення верхньої й нижньої частин колони:

а – конструктивний розв'язок вузла; б – розрахункова схема траверси;
в – перетин траверси

Розрахункові комбінації зусиль і перетину над уступом:

$$1) M = +163 \text{ кН}\cdot\text{м}; N = 491 \text{ кН};$$

$$2) M = -354 \text{ кН}\cdot\text{м}; N = 826 \text{ кН}.$$

Тиск кранів $D_{\max} = 1170 \text{ кН}$.

Міцність стикового шва (u_1) перевіряємо по нормальних напру-
гах у крайніх крапка перетину надкранової частини. Площа шва дорів-
нює площі перетину колони.

Перша комбінація M й N :

зовнішня полиця

$$\sigma = \frac{N}{A_0} + \frac{|M|}{W} = \frac{492}{167,4} + \frac{16300}{5600} = 5,6 \text{ кН/см}^2 < R^{ce} = 21,5 \text{ кН/см}^2;$$

внутрішня полиця

$$\sigma = \frac{N}{A_0} - \frac{|M|}{W} = \frac{491}{167,4} - \frac{16300}{5600} \approx 0 \text{ кН/см}^2;$$

Друга комбінація M й N :

зовнішня полиця

$$\sigma = \frac{826}{167,4} - \frac{35400}{5600} = -1,2 \text{ кН/см}^2 < R_p^{ce} = 0,85 \cdot 21,5 = 18,3 \text{ кН/см}^2;$$

внутрішня полиця

$$\sigma = \frac{826}{167,4} + \frac{35400}{5600} = 11,2 \text{ кН/см}^2 < R^{ce} = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Товщину стінки траверси визначаємо з умови зминання:

$$t_{\text{тр}} \geq \frac{D_{\max}}{l_{\text{см}} \cdot R_{\text{см т}} \gamma} = \frac{1170}{34 \cdot 35} = 1 \text{ см};$$

$$l_{\text{см}} \geq b_{0\text{р}} + t_{\text{пл}} = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{ см};$$

$$b_{0\text{р}} = 30 \text{ см}; \text{ ухвалюємо } t_{\text{пл}} = 2 \text{ см}; R_{\text{см т}} = 35 \text{ кН/см}^2.$$

Ухвалюємо $t_{\text{тр}} = 1,2 \text{ см}$.

Зусилля по внутрішній полиці верхньої частини колони (2-га
комбінація)

$$N_{\text{п}} = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_g} = \frac{826}{2} + \frac{35400}{100} = 767 \text{ кН}.$$

Довжина шва кріплення вертикального ребра траверси до стінки
траверси (u_2)

$$l_{ш2} = \frac{N_{п}}{4k_{ш}} \left(\beta R_y^{cb} \gamma_y^{cb} \right)_{\min} \gamma .$$

Застосовуємо напівавтоматичне зварювання дротом марки Св-08А, $d = 1,4 \dots 2$ мм, $\beta_{ш} = 0,9$; $\beta_c = 1,05$. Призначаємо $k_{ш} = 6$ мм; $\gamma_{y,ш}^{cb} = \gamma_{yc}^{cb} = 1$; $R_{y,ш}^{cb} = 180$ МПа = 18 кН/см²; $R_{yc}^{cb} = 16,5$ кН/см².

$$\beta_{ш} R_{y,ш}^{cb} \gamma_{y,ш}^{cb} = 0,9 \cdot 18 = 16,2 < \beta_c R_{yc}^{cb} \gamma_{yc}^{cb} = 1,05 \cdot 16,5 = 17,3 \text{ кН/см}^2;$$

$$l_{ш2} = \frac{767}{4 \cdot 0,6 \cdot 16,2} = 19,7 \text{ см}; l_{ш2} < 85 \beta_{ш} k_{ш} = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46 \text{ см}.$$

У стінці підкранової гілки робимо проріз, у який заводимо стінку траверси. Для розрахунків шва кріплення траверси до підкранової гілки (u_3) становимо комбінацію зусиль, що дає найбільшу опорну реакцію траверси. Такою комбінацією буде комбінація

$$N = 826 \text{ кН}, \quad M = -159 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$F = \frac{N h_g}{2 h_n} - \frac{M}{h_n} + D_{\max} 0,9 = 826 \cdot \frac{100}{2} \cdot 150 - \frac{-15900}{150} + 1170 \cdot 0,9 = 1330 \text{ кН}.$$

Коефіцієнт 0,9 ураховує, що зусилля M й N прийняті для 2-ої основної комбінації навантажень.

Необхідна довжина шва

$$l_{ш2} = \frac{N_{п}}{4k_{ш}} \left(\beta R_y^{cb} \gamma_y^{cb} \right)_{\min} \gamma = \frac{1330}{4 \cdot 0,6 \cdot 16,2} = 34 \text{ см};$$

$$l_{ш3} < 85 \beta_{ш} k_{ш} = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46 \text{ см}.$$

З умови міцності стінки підкранової гілки у місці кріплення траверси (лінія 1–1) визначаємо висоту траверси $h_{тр}$:

$$h_{тр} \geq \frac{F}{2 \cdot t_{ст в} R_{ср} \gamma} = \frac{1330}{4 \cdot 0,6 \cdot 16,2} = 34 \text{ см};$$

$t_{ст в} = 7,6$ мм – товщина стінки І 45Б1;

$R_{ср} = 13$ кН/см² – розрахунковий опір зрізу фасонного прокату зі сталі С235.

Ухвалюємо $h_{тр} = 70$ см.

Перевіримо міцність траверси як балки, навантаженої зусиллями M , N і D_{\max} . Розрахункова схема й перетин траверси наведені на

рисунку 9 б, в. Нижній пояс траверси ухвалюємо конструктивно з аркуша 420 х 12 мм. Верхні горизонтальні ребра – із двох аркушів 180 х 12 мм. Знайдемо геометричні характеристики траверси. Положення центру ваги перетину траверси:

$$y_n = \frac{2 \cdot 18 \cdot 1,2 \cdot 54,4 + 1,2 \cdot 68,8 \cdot 35,6 + 1,2 \cdot 42 \cdot 0,6}{2 \cdot 18 \cdot 1,2 + 68,8 \cdot 1,2 + 1,2 \cdot 42} = \frac{5300}{177,6} = 30 \text{ см};$$

$$I_x = \frac{1,2 \cdot 68,8^3}{12} + 68,8 \cdot 1,2 \cdot 5,6^2 + 1,2 \cdot 42 \cdot 29,4^2 + 2 \cdot 18 \cdot 1,2 \cdot 24,4^2 = 104400 \text{ см}^4;$$

$$W_{\min} = \frac{I_x}{y_B} = \frac{104400}{40} = 2610 \text{ см}^3.$$

$$M_{\text{тр}} = F_{\text{тр1}}(h_n - h_e) = \left(-\frac{M}{h_n} + \frac{N h_e}{2 h_n} \right) \cdot (h_n - h_e) =$$

$$= \left(\frac{35400}{150} + \frac{826 \cdot 100}{2 \cdot 150} \right) \cdot (150 - 100) = 25500 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{тр}}}{W_{\min}} = \frac{25500}{2610} = 9,8 \text{ кН/см}^2 < R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Максимальна поперечна сила в траверсі з урахуванням зусилля від кранів виникає при:

$$Q_{\max} = \frac{N h_e}{2 h_n} - \frac{M}{h_n} + \frac{k \cdot D_{\max} \cdot 0,9}{2} = \frac{826 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{-15900}{150} + \frac{1,2 \cdot 1170 \cdot 0,9}{2} = 950 \text{ кН}.$$

Коефіцієнт $k = 1,2$ ураховує нерівномірну передачу зусилля

D_{\max} :

$$\tau_{\text{тр}} = \frac{Q}{t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}} = \frac{950}{1,2 \cdot 68,8} = 11,5 \text{ кН/см}^2 < R = 12,5 \text{ кН/см}^2.$$

Розрахунки й конструювання бази колони

Ширина нижньої частини колони перевищує 1 м, тому проектуємо базу роздільного типу (рис. 2.8).

Розрахункові комбінації зусиль у нижньому перетині колони (перетин 4–4):

1) $M = +1066 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N = 2108 \text{ кН}$ (для розрахунків бази зовнішньої гілки);

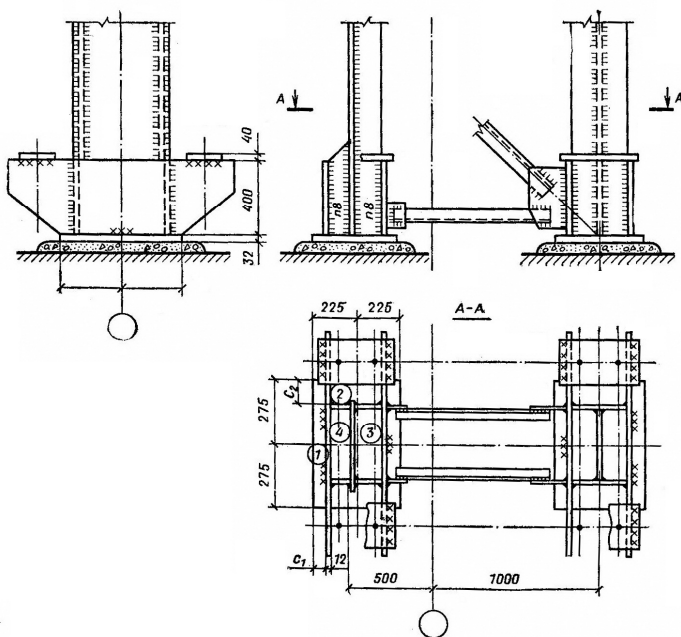


Рисунок 2.8 – До розрахунків бази колони

2) $M = -57$ кН·м; $N = 1773$ кН (для розрахунків бази підкранової гілки).

У комбінації зусиль не враховані навантаження від снігу, тому що

$$\frac{M}{h_n} = \frac{24300}{150} = 162 \text{ кН} > \frac{Ny_2}{h_n} = \frac{335 \cdot 57}{150} = 127 \text{ кН},$$

Таким чином, снігове навантаження розвантажує підкранову гілку.

Зусилля в гілках колони визначимо за формулами:

$$N_{e1} = \frac{5700}{145} + \frac{1773}{145} \cdot 57 = 736 \text{ кН};$$

$$N_{e2} = \frac{106600}{145} + \frac{2108}{145} \cdot 88 = 2010 \text{ кН}.$$

База зовнішньої гілки

Необхідна площа плити

$$A_{\text{пл. тр}} = \frac{N_{62}}{R_{\phi}} = \frac{2010}{0,84} = 2390 \text{ см}^2;$$

$$R_{\phi} = \gamma R_6 \approx 1,2 \cdot 0,7 = 0,84 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_6 = 0,7 \text{ кН/см}^2 \text{ (бетон С10\12)}.$$

З конструктивних міркувань звис плити c_2 повинен бути не менш 4 см.

$$\text{Тоді } B \geq b_{\kappa} + 2c_2 = 45,1 + 2 \cdot 4 = 53,1 \text{ см, ухвалюємо } B = 55 \text{ см};$$

$$L_{\text{тр}} = \frac{A_{\text{пл. тр}}}{B} = \frac{2390}{55} = 43,5 \text{ см, ухвалюємо } L = 45 \text{ см};$$

$$A_{\text{пл. факт}} = 45 \cdot 55 = 2475 \text{ см}^2 > A_{\text{пл. тр}}.$$

Середня напруга в бетоні під плитою

$$\sigma_{\phi} = \frac{N_{62}}{A_{\text{пл. факт}}} = \frac{2010}{2475} = 0,81 \text{ кН/см}^2.$$

З умови симетричного розташування траверс щодо центру ваги гілки

$$\text{відстань між траверсами у світлі рівно:} \\ 2 \cdot (b_{\text{п}} + t_{\text{ст}} - z_0) = 2 \cdot (18 + 1,4 - 5) = 28,8 \text{ см};$$

$$\text{при товщині траверси 12 мм } c_1 = \frac{45 - 28,8 - 2 \cdot 1,2}{2} = 6,9 \text{ см.}$$

Визначаємо згинальні моменти на окремих ділянках плити:

ділянка 1 (консольний звіс $c = c_1 = 6,9 \text{ см}$)

$$M_1 = \frac{\sigma_{\phi} \cdot c_1^2}{2} = \frac{0,81 \cdot 6,9^2}{2} = 19,2 \text{ кН·см};$$

ділянка 2 (консольний звіс $c = c_2 = 5 \text{ см}$)

$$M_2 = \frac{0,81 \cdot 5^2}{2} = 10,1 \text{ кН·см};$$

ділянка 3 (плита, обперта на чотири сторони;

$$\frac{b}{a} = \frac{42,3}{18} = 2,35 > 2; \alpha = 0,125);$$

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_{\phi} \cdot a^2 = 0,125 \cdot 0,81 \cdot 18^2 = 33 \text{ кН·см};$$

ділянка 4 (плита, оберта на чотири сторони; $\frac{b}{a} = \frac{42,3}{9,4} = 4,5 > 2$;

$\alpha = 0,125$);

$$M_4 = \alpha \cdot \sigma_{\phi} \cdot a^2 = 0,125 \cdot 0,81 \cdot 9,4^2 = 8,9 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Ухвалюємо для розрахунків $M_{\max} = M_3 = 33 \text{ кН}\cdot\text{см}.$

Необхідна товщина плити

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 33}{20,5}} = 3 \text{ см};$$

$R = 205 \text{ МПа} = 20,5 \text{ кН/см}^2$ для сталі С235 товщиною 21-40 мм.

Ухвалюємо $t_{\text{пл}} = 32 \text{ мм}$ (2 мм – припуск на фрезерування).

Висоту траверси визначаємо з умови розміщення шва кріплення траверси до гілок колони. У запас міцності все зусилля в гілці передаємо на траверси через 4 кутових шва. Зварювання напівавтоматичне дротом марки Св-08А, $d = 1,4 \dots 2 \text{ мм}$; $k_{\text{ш}} = 8 \text{ мм}$. Необхідна довжина шва визначається :

$$l_{\text{ш.тр}} = \frac{N_{\text{с2}}}{4k_{\text{ш}}} (\beta R_{\text{у}}^{\text{св}} \gamma_{\text{у}}^{\text{св}})_{\min} \gamma = \frac{2010}{4 \cdot 0,8 \cdot 16,2} = 39 \text{ см};$$

$$l_{\text{ш}} < 85 \gamma_{\text{ш}} k_{\text{ш}} = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61 \text{ см}.$$

Ухвалюємо $t_{\text{пл}} = 40 \text{ см}.$

2.3 Основи розрахунку підкранових балок

2.3.1 Характеристика підкранових конструкцій

Підкранові конструкції під мостові опорні крани складаються з підкранових балок, що сприймають вертикальні навантаження від кранів; гальмових балок (ферм), що сприймають поперечні (гальмові) горизонтальні впливи; зв'язків, що забезпечують жорсткість і незмінюваність підкранових конструкцій; вузлів кріплення підкранових конструкцій, що передають кранові впливи на колони; кранових рейок з елементами їхнього кріплення й упорів.

Підкранові балки проектують суцільними двотаврового перетину. Гальмова балка складається з швелера і листа, посиленого ребрами жорсткості і привареного до верхнього пояса підкранової балки. При

ширині гальмової конструкції більш 1,25 м, прольоті балок 12 м і більш застосовуються гальмові ферми, у яких грати виконуються з одиночних куточків, що прикріплюються до верхнього пояса підкранової балки і гальмовому швелеру.

Підкранові балки по характері і режиму роботи відносяться до конструкцій групи 1 [1], у зв'язку з чим до матеріалів, з яких вони виготовляються, пред'являються підвищені вимоги. У балках під крани з режимом роботи до 5К (легкий і середній) застосовують сталі С255 і С285 за ГОСТ 27772-88.

2.3.2 Навантаження, що діють на підкранові балки

Навантаження від крана передаються на підкранову конструкцію через колеса крана, розташовані на кінцевій балці кранового моста. У залежності від вантажопідйомності крана з кожної сторони моста можуть бути два, чотири колеса і більш.

Розрахунок підкранових конструкцій виробляється на навантаження від двох зближених кранів найбільшої вантажопідйомності. При цьому одночасно враховують вертикальну (від тиску коліс кранів і власної ваги підкранових конструкцій) і горизонтальну (від інерційних сил гальмування візків кранів з вантажем) навантаження.

Розрахункові значення вертикальних F_i і горизонтальних T_i сил визначають по формулах:

$$F_i = k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot F_{\max}^n; \quad T_i = k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot K_T \cdot \frac{Q_K + G_T}{n_K},$$

де k – коефіцієнт динамічності, що враховує ударний характер навантаження при русі крана по нерівностях шляху на стиках рейок;

γ_n – коефіцієнт надійності по призначенню;

γ_f – коефіцієнт надійності по навантаженню;

ψ – коефіцієнт сполучень;

F_{\max}^n – максимальний нормативний тиск колеса крана;

K_T – коефіцієнт, рівний 0,05 для кранів із гнучким підвісом вантажу і 0,1 – із жорстким;

Q_K і G_T – відповідно вантажопідйомність крана і вага візка;

n_K – кількість коліс на одній стороні крана.

2.3.3 Визначення зусиль у підкрановій балці

Діюча на підкранову балку навантаження є рухливим, тому спочатку знаходимо таке його положення, при якому розрахункові зусилля в балці будуть максимальними. Положення підвісних вантажів (коліс кранів) на балці для визначення найбільшого згинаючого моменту знаходимо по теоремі Вінклера: максимальний згинальний момент у розрізній балці від системи сил буде в тому випадку, якщо рівнодіюча всіх сил, що знаходяться на балці, і найближча до неї сила рівновіддалені від середини балки. При цьому найбільший згинальний момент буде під критичною силою, найближчою до середини балки (рис. 1а,в). Положення рівнодіючої всіх сил визначаємо по формулі:

$$x = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i},$$

де F_i – розрахункове навантаження від тиску колеса крана;

x_i – координата додатка навантаження F_i ; початок відліку прийнятий щодо осі лівого крайнього колеса, розташованого на балці;

$\sum F_i$ – сума тисків усіх рухливих вантажів (сил), розташованих на балці, надалі іменована рівнодіючої всіх сил R_i .

Правильність установки коліс крана перевіряється по нерівно-

стях

$$\begin{cases} R_l + F_{cq} \geq \frac{a}{l} R_i; \\ R_l \leq \frac{a}{l} R_i, \end{cases}$$

де R_l – рівнодіюча вантажів (сил), розташованих ліворуч від критичної сили;

F_{cq} – величина критичного вантажу;

a – відстань від лівої опори до F_{cq} ;

l – проліт балки.

Визначивши положення рівнодіючої і критичного вантажу, будемо лінію впливу згинаючого моменту.

Максимальний згинальний момент від вертикального навантаження під критичним вантажем

$$M_{\max} = \alpha \sum F_i y_i,$$

де α – коефіцієнт, що враховує вплив власної ваги підкранових конструкцій;

y_i – відповідні ординати лінії впливу.

Максимальний згинальний момент від сил поперечного гальмування

$$M_T = T_i \sum y_i .$$

Найбільша поперечна сила Q у розрізній балці буде в тому випадку, якщо одна із сил розташована над опорою, а в прольоті розташована найбільша кількість сил якнайближче до опори. Максимальну поперечну силу визначаємо по лінії впливу опорного тиску (рис. 2.9 б,г)

$$Q_{\max} = \alpha \sum F_i y_i ,$$

$$Q_T = \sum T_i y_i .$$

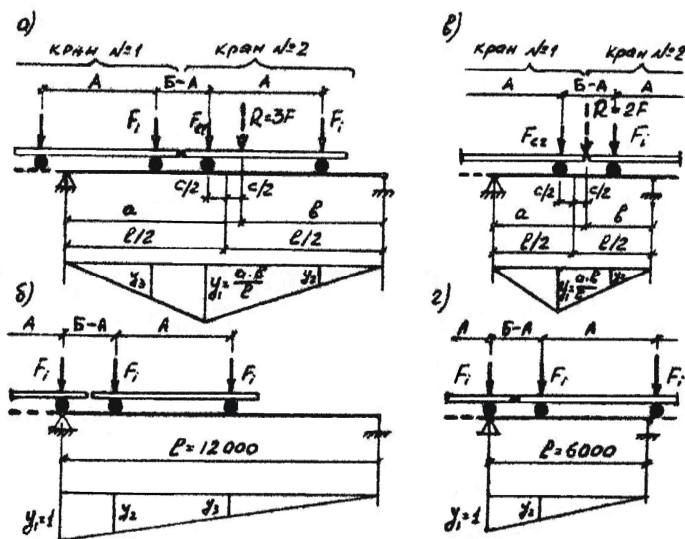


Рисунок 2.9 – Встановлення кранового потягу за для визначення:
 а, в – максимального вигинаючого моменту та його лінії впливу; б, г –
 максимальної поперечної сили та її лінії впливу

2.3.4 Компонування перетину підкранової балки і перевірка несучої здатності

Компонування перетину підкранової балки починають із установлення її висоти з умов жорсткості й економічності.

Мінімальна висота балки з умови жорсткості

$$h_{\min} = \frac{5R_y \gamma_c l}{24\beta E[f/l]} \cdot \frac{M^n}{M},$$

де l – проліт балки, см;

E – модуль пружності стали, прийнятий $2,06 \cdot 10^4$ кН/см² [1];

R_y – розрахунковий опір стали, кН/см²;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, прийнятий, що дорівнює одиниці;

f/l – відносний прогин підкранової балки, прийнятий згідно [1] для кранів з режимом роботи до 5К (середній) 1/400 прольоту;

β – коефіцієнт, що враховує додаткові напруги у верхньому поясі підкранової балки від сил поперечного гальмування (для кранів з режимом роботи до 5К $\beta = 1,05$);

M^n – нормальне значення згинаючого моменту від загруження балки одним краном при $\gamma_f = 1$ (при попередньому розрахунку співвідношення M^n/M приймають рівним 0,8).

Оптимальна висота балки з урахуванням коефіцієнта асиметрії

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3K^I}{K^I + 1} \cdot \frac{W_{TP}}{t_w}},$$

де K^I – коефіцієнт асиметрії для балок несиметричного перетину, рівний 1,1÷1,5;

$W_{TP} = M\beta/R_y\gamma_c$ – необхідний момент опору перетину;

t_w – товщина стінки балки, прийнятий попередньо по формулі

$$t_w = 7 + 3h, \text{ мм}$$

Тут h – висота стінки балки, рівна $(1/8 \div 1/9)l$ прольоту балки, м.

Остаточна висота стінки h_w приймається не менш h_{\min} , ближче до значення h_{opt} і округляється до стандартних розмірів ширини арку-

шів, що прокочуються. У деяких випадках, з метою уніфікації, висота балки приймається кратної 100 мм.

Мінімальна товщина стінки балки з умов роботи її на зріз в опорному перетині визначається по формулі

$$t_{w,\min} = 1,5 Q_{\max} / h_w R_s \gamma_c ,$$

де Q_{\max} – максимальна поперечна сила на опорі, кН;

$R_s = 0,58 R_y$ – розрахунковий опір стали зрізу.

Площа поперечного переріза балки з врахуванням $h_w \approx h$

$$A = \frac{K^I + 1}{h} W_{TP} + \frac{(K^I + 1)^2}{6 K^I} h t_w .$$

Площа верхнього пояса

$$A_f^B = \frac{K^I}{1 + K^I} A - \frac{t_w h}{2} .$$

Площа нижнього пояса

$$A_f^H = \frac{1}{1 + K^I} A - \frac{t_w h}{2} .$$

Поперечний переріз балки komponується за отриманим значенням площ поясів з урахуванням розмірів товстолистової чи універсальної сталі за ГОСТ. При цьому повинна бути забезпечена місцева стійкість стиснутого пояса балки [1]:

$$e_{ef} / t_f \leq 0,5 \sqrt{E / R_y} ,$$

де e_{ef} – розрахункова ширина звису стиснутого пояса від грані стінки до краю поясного листа;

t_f – товщина пояса.

Для прийнятого перетину балки визначають геометричні характеристики I_x ; W_x^B ; W_x^H .

Ширину гальмової балки приймають рівної відстані від осі підкранової балки до внутрішньої грані стіни з зазором 30÷50 мм. У розрахунковий перетин гальмової балки входять: верхній пояс підкранової балки, горизонтальний рифлений чи гладкий лист товщиною 6÷8 мм і зовнішній пояс гальмової балки – швелер № 18 чи № 20. Нахліст горизонтального листа на верхній пояс балки складає не менш п'яти його товщин. Для підбраного перетину гальмової балки визначають геометричні характеристики I_y і W_y^a .

Прийнятий перетин гальмової і підкранової балок перевіряють на спільну дію вертикальних і горизонтальних кранових навантажень

$$\sigma_B^a = \frac{M_{\max}}{W_x^B} + \frac{M_T}{W_y^a} \leq R_y \gamma_c ; \quad \sigma_H = \frac{M_{\max}}{W_x^H} \leq R_y \gamma_c .$$

У випадку несиметричного перетину підкранової балки і відсутності гальмової конструкції верхній розширений пояс перевіряють на спільну дію вертикальних і горизонтальних навантажень

$$\sigma_e = \frac{M_{\max}}{W_x^B} + \frac{M_T}{W_y^B} \leq R_y \gamma_c .$$

2.3.5 Розрахунок з'єднання поясів підкранової балки зі стінкою

Поясні шви кріплення верхнього пояса і стінки сприймають подовжнє зусилля, що зрушує, виникаюче від вигину балки, і зосереджене зусилля від колеса крана. Найбільший катет шва визначають з вираження:

$$k_f \geq \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} ; \quad k_z \geq \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} ,$$

де $T = \frac{Q_{\max} S_f}{I_x}$ – зусилля, що зрушує, у поясі на одиницю дов-

жини, викликуване силою Q_{\max} ;

S_f – статичний момент частини пояса, що зрушується, брутто щодо нейтральної осі;

I_x – момент інерції перетину брутто щодо нейтральної осі

$$V = \frac{\gamma_f F_{\max}^n}{l_{ef}} ;$$

l_{ef} – умовна довжина розподілу зосередженого вантажу, обумовлена формулою

$$l_{ef} = 3,25 \sqrt[3]{I_{1f} / t_w} ,$$

тут I_{1f} – сума власних моментів інерції пояса балки і кранової рейки.

Нижні поясні шви не сприймають зусилля від колеса крана, і тому їх розраховують тільки на зусилля, що зрушує, у поясі, викликуване силою Q .

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

Список використаної та рекомендованої літератури

1. Беленя Е. И. Металлические конструкции / Е. И. Беленя и др. – Москва: Стройиздат, 1986. – 560 с.
2. Кузнецов В.В. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. Т.1. Общая часть. / В. В. Кузнецов и др. – Москва: Книга, 1998. — 569 с.
3. Лихтарников Я.М. Расчет стальных конструкций. Справочное пособие / Я.М. Лихтарников и др. – Київ: Будівельник, 1976. – 350 с.
4. Мандриков А.П. Проектирование металлических конструкций / А.П. Мандриков, И.М. Лялин. – Москва: Стройиздат, 1973. – 128 с.
5. Зорин З.Я. Стальные конструкции. Проектирование на стадии КМД / З.Я. Зорин, А.А. Новицкий. – Киев: Сталь, 2015 – 268 с.

Список законодавчих та нормативних документів

6. ДБН В.2.6-198:2014: Сталеві конструкції. Норми проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
7. ДБН В.1.2-2-2006: Навантаження та впливи. Норми проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2006 – 60 с.
8. ДСТУ Б.В.1.2-3:2006: Прогини та зміщення. Вимоги проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2006. – 9 с.

ЗАВДАННЯ НА КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

Додаток А

Таблиця А.1

Передостання цифра варіанту	Остання цифра варіанту									
	1, 3		2, 4		5, 7		6, 9		8, 0	
1	12	144	12	108	6	132	6	120	12	96
		24		27		30		33		36
2	12	120	6	96	12	132	12	108	6	102
		27		30		33		36		24
3	6	144	12	96	6	132	6	120	6	96
		30		33		36		24		27
4	6	96	12	132	12	120	6	102	6	120
		33		36		24		27		30
5	6	138	6	108	6	90	12	156	6	102
		36		24		27		30		33
6	6	132	12	102	12	108	12	144	6	96
		24		21		30		33		36
7	12	108	12	132	6	114	6	144	6	120
		27		90		33		36		24
8	12	96	12	120	6	138	6	108	6	132
		30		33		36		24		27
9	6	102	6	120	6	96	12	144	12	108
		18		36		24		27		30
0	12	132	12	108	12	96	6	144	6	120
		36		24		27		30		33

Примітка.

Крок колон, м (перед рисою).

Довжина будівлі, м (чисельник).

Проліт будівлі, м (знаменник).

Таблиця А.2

Передос- тання цифра варіанту	Остання цифра варіанту									
	1, 2		3, 4		5, 6		7, 8		9, 0	
1	30	12,2 2,30	80	13,6 1,90	50	14,3 2,50	125	15,2 2,15	100	16,8 2,80
2	50	15,7 1,85	125	17,2 2,00	100	14,0 3,05	80	16,1 2,85	30	14,9 2,05
3	80	17,8 2,65	125	14,8 3,20	30	16,7 1,95	50	15,0 1,85	100	12,8 2,80
4	100	16,0 2,10	50	14,3 2,95	80	15,8 1,80	125	12,4 2,70	30	13,9 1,75
5	125	16,5 3,00	30	13,8 2,20	50	17,8 2,65	80	14,5 1,85	100	17,2 3,00
6	30	16,5 1,80	125	17,3 1,60	100	12,3 2,90	50	13,4 3,00	80	14,5 2,10
7	50	14,6 2,50	80	16,2 2,95	100	17,6 1,60	30	15,3 2,20	125	13,8 1,65
8	80	17,4 2,00	30	13,2 2,70	125	13,9 1,85	100	17,5 2,75	50	15,4 1,90
9	100	12,5 2,60	50	14,2 1,60	125	15,6 2,90	30	14,8 2,05	80	16,4 3,10
0	125	16,3 1,75	80	17,6 1,85	100	16,9 2,30	50	12,6 1,70	30	17,7 2,50

Примітка.

Вантажність мостового крана, тс (перед рисою)

Відмітка головки рельса, м (чисельник)

Висота ферми на опорі, м (знаменник)

Таблиця А.3

Передос- тання цифра варіанту	Остання цифра варіанту									
	1, 2		3, 4		5, 6		7, 8		9, 0	
1	1,8	ПЛ ТГ	10,0	ТР РЗ	1,7	ПЛ ТГ	8,3	ТР РЗ	1,6	ПЛ ТГ
2	8,3	ТР РЗ	12,5	ТР РЗ	1,5	ПЛ ТГ	1,8	ПЛ ТГ	10,0	ТР РЗ
3	1,9	ПЛ РЗ	2,0	ПЛ ТГ	10,0	ТР ТГ	12,5	ТР РЗ	1,8	ПЛ ТГ
4	10,0	ТР ТГ	2,5	ПЛ ТГ	11,1	ТР ТГ	2,8	ПЛ РЗ	12,5	ТР РЗ
5	2,6	ПЛ РЗ	12,5	ТР РЗ	2,0	ПЛ РЗ	10,0	ТР ТГ	2,7	ПЛ ТГ
6	12,5	ТР РЗ	11,1	ТР ТГ	3,0	ПЛ ТГ	1,8	ПЛ РЗ	10,0	ТР ТГ
7	2,5	ПЛ ТГ	1,6	ПЛ ТГ	10,0	ТР РЗ	8,3	ТР ТГ	12,5	ТР РЗ
8	10,0	ТР ТГ	2,4	ПЛ ТГ	12,5	ТР РЗ	2,6	ПЛ ТГ	8,3	ТР ТГ
9	1,5	ПЛ РЗ	10,0	ТР РЗ	1,8	ПЛ ТГ	12,5	ТР ТГ	2,4	ПЛ ТГ
0	8,3	ТР РЗ	10,0	ТР РЗ	3,0	ПЛ ТГ	2,8	ПЛ РЗ	11,1	ТР ТГ

Примітка.

Ухил поясів, % (перед рисою).

Обрис поясів ферми (чисельник).

Система решітки ферми (знаменник).

Умовні позначення:

ПЛ – паралельний обрис поясів ферми.

ТР – трапецієподібний обрис поясів ферми.

ТГ – трикутна система решітки ферми.

РЗ – розкісна система решітки ферми.

Таблиця А.4

Передостання цифра варіанту	Остання цифра варіанту				
	1, 4	2, 5	3, 9	6, 8	7, 0
1	П	БП	П	БП	П
	Кременчук	Кривий ріг	Ужгород	Судак	Луцьк
2	БП	БП	П	БП	БП
	Чернігів	Луганськ	Ізмаїл	Шостка	Черкаси
3	П	П	БП	БП	БП
	Бердянськ	Маріуполь	Лозова	Севастополь	Кіровоград
4	БП	П	БП	П	БП
	Рівне	Суми	Лубни	Миколаїв	Запоріжжя
5	П	БП	П	БП	П
	Одеса	Львів	Полтава	Феодосія	Дніпро-петровськ
6	БП	БП	П	П	БП
	Ніжин	Харків	Миргород	Чугуїв	Тернопіль
7	П	П	БП	БП	П
	Донецьк	Вознесенськ	Нікополь	Чернівці	Конотоп
8	БП	П	П	П	БП
	Краматорськ	Київ	Люботин	Канів	Трускавець
9	П	БП	П	БП	П
	Керч	Житомир	Лисичанськ	Бровари	Макіївка
0	БП	БП	П	БП	БП
	Ново-московськ	Знам'янка	Вінниця	Прилуки	Золотоноша

Примітка.

Тип покриття (чисельник).

Місто будівництва (знаменник).

Умовні позначення:

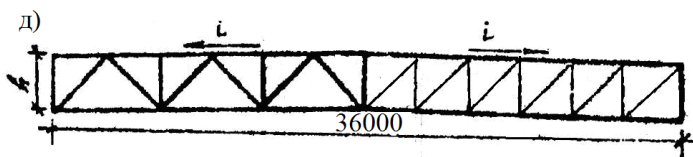
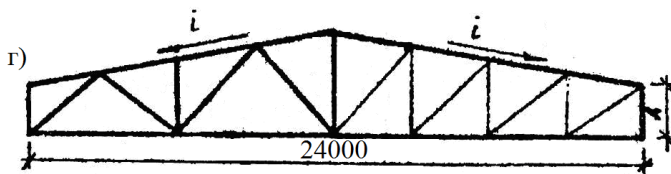
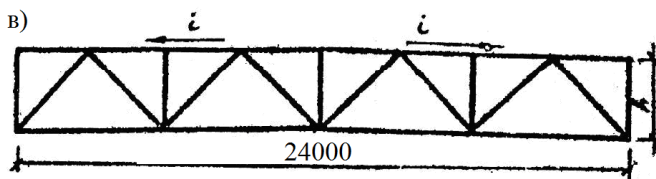
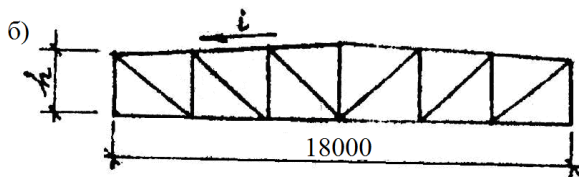
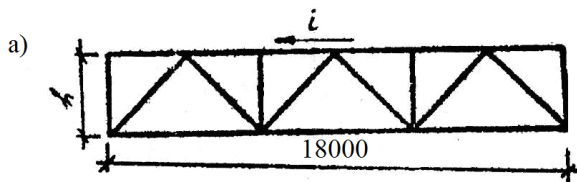
П – прогінне покриття.

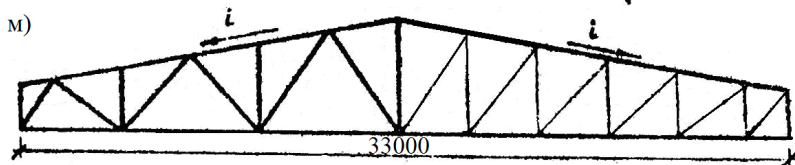
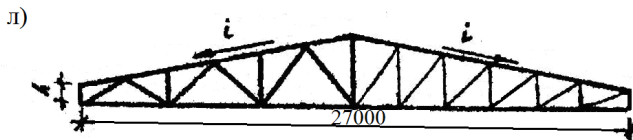
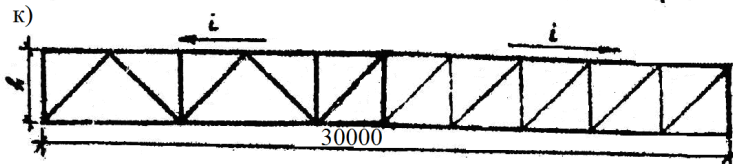
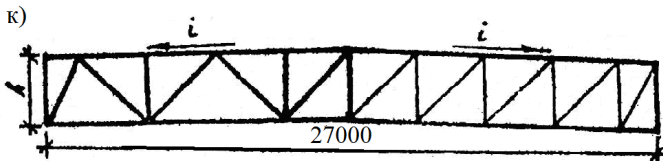
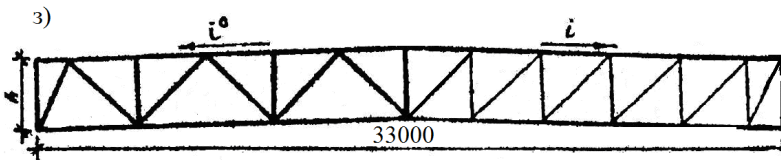
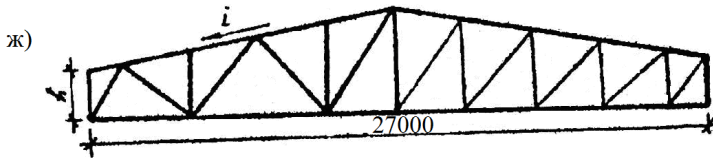
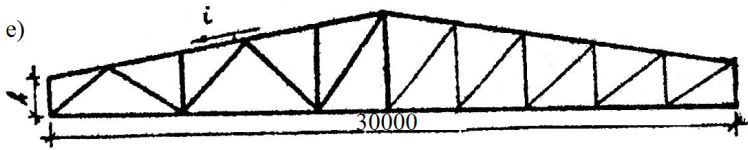
БП – безпрогінне покриття.

Таблиця А.5 – Склад покриття покрівлі

№ п/п	Найменування елементів	Остання цифра варіанту									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Гравійно-бітумний шар ($\gamma = 24 \text{ кН/м}^3$), товщиною, мм	20	25	30	35	40	20	30	40	25	35
2	Руберойдовий килим на бітумній мастиці питомою вагою (кН/м^2)	0,15	0,2	0,15	0,2	0,15	0,2	0,2	0,2	0,15	0,1
3а	Цементно-піщана стяжка ($\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$), товщиною, мм	40		35		20				25	30
3б	Асфальтова стяжка ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$), товщиною, мм		30		25		35	40	20		
4	Утеплювач щільністю (кН/м^3),	4,8	5,2	6,2	7,5	6,8	5,4	8,2	6,5	7,2	5,6
	товщиною, мм	90	120	80	95	110	85	70	130	105	115
5	Пароізоляція питомою вагою (кН/м^2)	0,1	0,05	0,05	0,1	0,1	0,05	0,1	0,05	0,1	0,05
6	Конструкція покриття	за завданням (залізобетонна плита або профільований настил)									

ГЕОМЕТРИЧНІ СХЕМИ ФЕРМ





Навчальне видання

Методичні вказівки та завдання
для практичних занять, самостійної роботи та виконання курсового
проєкту «Каркас одноповерхової промислової будівлі»
з навчальної дисципліни

«ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ»

*(для слухачів факультету післядипломної освіти
і студентів 4 курсу денної та заочної форм навчання
напрямку підготовки 6.060101 – Будівництво
фахового спрямування «Промислове і цивільне будівництво»)*

Укладачі: **ЛУГЧЕНКО** Олена Іванівна,
РАПІНА Костянтин Олексійович

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *О. І. Лугченко*

План 2016, поз. 8М

Підп. до друку 08.02.2017 р.

Формат 60×84/16

Друк на ризографі.

Ум. друк. арк. 3,0

Зам. №

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4705 від 28.03.2014 р.